

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PASSAGEM PEDONAL FLEXÍVEL

MARIANA MESQUITA AMORIM

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

JUNHO DE 2017



MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

AGRADECIMENTOS

Nesta fase final, quero expressar os meus sinceros agradecimentos a todos que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho. Em particular, gostaria de agradecer:

À Iberdrola, e em particular ao engenheiro David Bernardo, pelo desafio proposto e pelos dados disponibilizados relativos à ponte em estudo que permitiram a realização desta dissertação.

À professora Elsa de Sá Caetano, pela incansável disponibilidade e partilha de conhecimentos ao longo dos meses de elaboração desta dissertação, possibilitando que a mesma cumprisse os objetivos propostos.

Ao professor Nelson Vila Pouca, pela disponibilidade e prontidão em elucidar-me sobre dúvidas pontuais que surgiram no decorrer deste trabalho.

Ao professor Filipe Magalhães, pelo apoio relacionado com a utilização do software Robot, o qual foi indispensável para a realização da modelação numérica.

Ao Emanuel Mendes, pelo auxílio prestado nas alturas mais complicadas desta dissertação.

Aos meus pais, pelo apoio incondicional em todas as decisões e desafios ao longo da minha vida e em particular por toda a compreensão e ajuda nesta fase final. Sem eles a elaboração desta dissertação não teria sido possível.

Por último, quero agradecer a todos os meus familiares e amigos por todo o apoio prestado, não só nesta fase final, como ao longo do meu percurso académico na FEUP.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo a caracterização do comportamento dinâmico de uma ponte pedonal de arame em Santo Aleixo de Além Tâmega. Esta ponte, localizada em Ribeira de Pena, encontra-se num local que será inundado pela albufeira de um aproveitamento hidroelétrico. O carácter turístico associado à ponte em questão, impulsionou a decisão de relocalizar a estrutura nas imediações do lugar atual. Uma vez que, a ponte foi construída no séc. XX, apenas recorrendo a cabos de arame e madeira, este estudo prende-se com a necessidade de verificar se o comportamento da estrutura se enquadra nos requisitos regulamentares, de maneira a poder ser relocalizada mantendo a sua estrutura atual.

Inicialmente são introduzidos os aspetos mais relevantes que caracterizam o comportamento de pontes suspensas, permitindo uma melhor compreensão sobre o funcionamento da ponte em estudo. São abordadas as possíveis consequências do vento e é ainda analisado com particular atenção os efeitos da ação pedonal no comportamento dinâmico de pontes pedonais.

A natureza do trabalho exige que sejam examinadas as recomendações técnicas referentes ao dimensionamento de pontes pedonais, permitindo definir a metodologia a adotar na análise do comportamento dinâmico da ponte em estudo.

Os resultados dos ensaios dinâmicos realizados na ponte pedonal permitiram calibrar o modelo de elementos finitos, concebido no software Robot Structural Analysis 2017, com a finalidade de efetuar as verificações exigidas pelas recomendações mencionadas, referentes ao comportamento da estrutura face a ações pedonais.

As análises efetuadas no modelo tridimensional permitiram concluir que a ponte em estudo, nas condições atuais, verifica acelerações da estrutura muito superiores às recomendadas.

PALAVRAS-CHAVE: ação pedonal, ponte suspensa, ponte de arame

ABSTRACT

The objective of the present work is to characterize the dynamic behaviour of a pedestrian wire bridge in Santo Aleixo de Além Tâmega. Since the bridge is currently located at a site that will be flooded by the reservoir of a hydropower plant. The touristic feature of the bridge in question pushed the decision to relocate a structure in the vicinity of the current place. Since, the bridge was built in the 20th century, only using wood and wire cables, this study is related to the need to verify if the performance of the structure is in accordance with the regulatory standards, so that it can be relocated maintaining its current structure.

Initially, the most relevant aspects that characterize the behaviour of suspended bridges are introduced, allowing a better understanding of the bridge's functioning. The possible consequences of the wind and the effects of pedestrian action on the dynamic behaviour of pedestrian bridges are also analysed with particular attention.

The nature of the work requires that the technical references for the design of pedestrian bridges are analysed, allowing to define a methodology and adopt that in the analysis of the dynamic behaviour of the bridge being studied.

The results of the dynamic tests carried out on the pedestrian bridge allowed to calibrate the finite element model, designed with Robot Structural Analysis software 2017, with the purpose of study the behaviour of the structure in face of different pedestrian actions.

The analyses carried out with the three-dimensional model, allowed to conclude that the bridge under study, in the current conditions, experiments accelerations of the structure far superior than the values recommended by the technical references.

KEYWORDS: pedestrian action, suspension bridge, wire bridge

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1 Introdução.....	1
1.1. ASPETOS GERAIS	1
1.2. OBJETIVOS.....	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2 Estudo de pontes suspensas em meios rurais	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. ENQUADRAMENTO	3
2.2.1. PONTES DE ARAME EM PORTUGAL	7
2.2.1.1. Ponte de Veral.....	7
2.2.1.2. Ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega	9
2.3. SISTEMA ESTRUTURAL.....	10
2.3.1. PONTES CATENÁRIAS.....	10
2.3.2. PONTES SUSPENSAS	12
3 Comportamento estrutural	15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.1.1. COMPORTAMENTO FACE A AÇÕES ESTÁTICAS	15
3.1.2. COMPORTAMENTO FACE A AÇÕES DINÂMICAS	20
3.1.2.1. Ação pedonal	20
3.1.2.2. Ação do vento	23
3.2. REGULAMENTAÇÃO E RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS	25
3.2.1. CONDIÇÕES GEOMÉTRICAS E ASPETOS FUNCIONAIS.....	25
3.2.2. CARACTERIZAÇÃO DAS AÇÕES	25
3.2.2.1. Ação do vento	25
3.2.2.2. Ação pedonal	25
3.2.2.2.1. Gama crítica de frequências naturais.....	27
3.2.2.2.2. Classe de Tráfego	27

3.2.2.2.3.	Classe de Conforto.....	28
3.2.2.2.4.	Amortecimento estrutural	29
3.2.2.2.5.	Aceleração máxima	29

4 Caraterização da ponte em estudo.....33

4.1. INTRODUÇÃO.....33

4.2. DESCRIÇÃO DA PONTE33

4.2.1. SISTEMA ESTRUTURAL34

4.2.2. CABOS35

4.2.3. TABULEIRO38

4.2.4. ENCONTROS.....40

4.2.5. ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS E ELEMENTOS DE LIGAÇÃO42

5 Caracterização experimental do comportamento.....45

5.1. INTRODUÇÃO.....45

5.1.1. AVALIAÇÃO DE PROPRIEDADES DINÂMICAS DA PONTE PEDONAL45

6 Modelação numérica do comportamento da ponte53

6.1. INTRODUÇÃO.....53

6.2. DESCRIÇÃO DO MODELO53

6.3. CARATERIZAÇÃO DOS MATERIAIS55

6.4. VALIDAÇÃO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA62

7 Caracterização da resposta às ações pedonais63

7.1. INTRODUÇÃO.....63

7.2. APLICAÇÃO DAS RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS.....63

7.2.1. AÇÃO DE PEÕES EM CAMINHADA – CARGA PONTUAL FIXA63

7.2.2. AÇÃO DE UM FLUXO DE PEÕES.....67

7.2.3. AÇÃO DE UM PEÃO EM CAMINHADA – CARGA PONTUAL MÓVEL.....68

7.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DOS CABOS.....71

7.3.1. AÇÃO ESTÁTICA.....71

7.3.1.1. SITUAÇÃO DE CARREGAMENTO PERMANENTE71

7.3.1.2. SITUAÇÃO DE SOBRECARGA DE 5 kN/m².....71

7.3.1.3. EFEITOS DA PERDA DE PENDURAIIS.....71

7.3.2. AÇÃO DINÂMICA	72
7.3.2.1. INCREMENTOS DE TENSÃO NO CABO ASSOCIADOS À PASSAGEM DE UM PEÃO.....	72
7.3.2.2. INCREMENTOS DE TENSÃO NO CABO ASSOCIADOS À PASSAGEM DE UM FLUXO DE PEÕES	72
7.4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	72
 8 Conclusões	 75
8.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	75
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	76
 Bibliografia.....	 77

LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Vista Geral da ponte Capilano [27].....	4
Fig. 2.2 - Vista da ponte na altura da sua construção [27].....	4
Fig. 2.3 - Exemplo dos passadiços construídos nas encostas do parque Capilano Suspension Bridge Park [27].....	5
Fig. 2.4 - Vista geral da ponte Chari Chari [8]	6
Fig. 2.5 - Esboço do perfil transversal da ponte Chari Chari [8]	6
Fig. 2.6 - Vista da ponte de arame de Veral	7
Fig. 2.7 - Pormenor da ligação entre o tabuleiro e os pendural	8
Fig. 2.8 - Pormenor da malha da guarda	8
Fig. 2.9 - Pormenor das ligações em arame	8
Fig. 2.10 - Pormenor das ancoragens em blocos de betão.....	8
Fig. 2.11 - Vista geral da ponte de Santo Aleixo de Além Tamêga	9
Fig. 2.12 - Vista da ponte de arame de Santo Aleixo de Além Tamêga	9
Fig. 2.13 - Representação esquemática das pontes catenárias [4].....	10
Fig. 2.14 - Ancoragem dos cabos através de pregagens diretamente na rocha [3].....	11
Fig. 2.15 - Colocação do tabuleiro numa ponte pedonal catenária [3]	11
Fig. 2.16 - Representação esquemática das pontes suspensas [3]	12
Fig. 2.17 - Colocação dos cabos com os pendurais e respetivas travessas de madeira [4].....	13
Fig. 2.18 - Colocação do tabuleiro numa ponte pedonal suspensa [4].....	14
Fig. 3.1 - Flexão em vigas e cabos face a uma força concentrada [6]	16
Fig. 3.2 - Representação gráfica da variação da deformada a meio vão δy com a carga distribuída em b [6].....	17
Fig. 3.3 - Representação gráfica da variação de wn/π com o parâmetro λ^2 [5].....	18
Fig. 3.4 - Troço AB de um cabo sujeito ao peso próprio.....	18
Fig. 3.5 - Definição do módulo de elasticidade equivalente tangente (à esquerda) e secante (à direita) para a rigidez dos cabos [6]	19
Fig. 3.6 – Representação gráfica da variação do módulo de elasticidade equivalente com o parâmetro λ^2 [5].....	20
Fig. 3.7 - Forças verticais e horizontais associadas à ação pedonal [7].....	21
Fig. 3.8 - Gama de frequências da ação do vento e ação sísmica [1]	24
Fig. 3.9 – Comportamento do fluxo de vento face a corpos aerodinâmicos (acima) e face a corpos não aerodinâmicos (abaixo) [1]	24
Fig. 3.10 - Organigrama para aplicação das recomendações técnicas do HIVOSS.....	26
Fig. 3.11 - Representação gráfica da variação do coeficiente de redução Ψ	30

Fig. 3.12- Aplicação da carga harmónica $p(t)$ de acordo com o modo de vibração i [9]	31
Fig. 4.1 - Vista transversal da ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega.....	34
Fig. 4.2 - Alçado da ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega	34
Fig. 4.3 - Planta da ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega	34
Fig. 4.4 - Promenor no núcleo de fibras do cabo de aço.	35
Fig. 4.5 - Pormenor dos cabos utilizados na ponte.....	36
Fig. 4.6 - Pormenor dos pendurais que não se encontram em funcionamento	36
Fig. 4.7 - Pormenor de um pendural inclinado	37
Fig. 4.8 - Pormenor de um ramo a interferir com o normal funcionamento do cabo de suspensão da ponte.....	37
Fig. 4.9 - Tabuleiro da ponte	39
Fig. 4.10 - Vista inferior do tabuleiro da ponte	39
Fig. 4.11 - Areia existente no tabuleiro	40
Fig. 4.12 - Torre na margem sul.....	40
Fig. 4.13 - Pormenor dos gancho utilizados	41
Fig. 4.14 - Ancoragens dos cabos de retenção (esquerda) e ancoragem dos cabos retos (direita)	42
Fig. 4.15 - Ancoragens no lado norte.....	42
Fig. 4.16 - Pormenor da ligação das guarda à torre de granito	43
Fig. 4.17 - Pormenor de um cerra-cabos utilizado	43
Fig. 5.1 - Esquema da numeração utilizada no ensaio experimental	46
Fig. 5.2 - Sismógrafo instalado na ponte durante o ensaio	47
Fig. 5.3 - Representação gráfica da resposta em vibração livre após excitação por saltos com frequência 1,86Hz.	49
Fig. 5.4 - Série temporal da aceleração obtida durante a passagem de um peão com passada normal.....	49
Fig. 5.5 - Série temporal da aceleração obtida durante a passagem de um peão com frequência igual a 2Hz	50
Fig. 5.6 - Série temporal da aceleração obtida durante a passagem excitação em ressonância subitamente interrompida	50
Fig. 5.7 - Acelerómetros instalados no cabo durante o ensaio experimental	51
Fig. 6.1 - Modelo de elementos finitos da ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega.....	53
Fig. 6.2 - Curva catenária utilizada na definição da geometria dos cabos de suspensão.....	54
Fig. 6.3 - Representação em alçado e planta da configuração do 1º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 0,855\text{Hz}$).....	58
Fig. 6.4 – Representação em alçado e planta da configuração do 2º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 1,156\text{Hz}$)	58
Fig. 6.5 - Representação em alçado e planta da configuração do 3º modo de vibração obtido através	

do modelo desenvolvido ($f = 1,186\text{Hz}$).....	58
Fig. 6.6 – Representação em alçado e planta da configuração do 4º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 1,501\text{Hz}$).....	58
Fig. 6.7 – Representação em alçado e planta da configuração do 5º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 1,561\text{Hz}$).....	59
Fig. 6.8 – Representação em alçado e planta da configuração do 6º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 1,690\text{Hz}$).....	59
Fig. 6.9 – Representação em alçado e planta da configuração do 7º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 1,744\text{Hz}$).....	59
Fig. 6.10 – Representação em alçado e planta da configuração do 8º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 2,003\text{Hz}$).....	60
Fig. 6.11 – Representação em alçado e planta da configuração do 9º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 2,265\text{Hz}$).....	60
Fig. 6.12 – Representação em alçado e planta da configuração do 10º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 2,295\text{Hz}$).....	60
Fig. 7.1 – Representação gráfica das acelerações em função do tempo para o modo 7 ($f = 1,744\text{Hz}$) no ponto de máxima ordenada modal do tabuleiro.....	66
Fig. 7.2 – Resposta estrutural em vibração livre para validação do coeficiente de amortecimento	66
Fig. 7.3 – Representação gráfica das acelerações em função do tempo para o modo 8 ($f = 2,003\text{ Hz}$) no ponto de máxima ordenada modal do tabuleiro.....	68
Fig. 7.4 – Representação esquemática da distribuição da carga pontual $f(t)$ pelos nós do tabuleiro da ponte.....	68
Fig. 7.5 – Folha de cálculo utilizada para gerar as funções de carga móveis.....	69
Fig. 7.6 – Exemplo de ficheiro gerado pela folha de cálculo.....	69
Fig. 7.7 – Macro utilizada para importação e exportação de dados referentes à Análise Temporal....	70
Fig. 7.8 – Representação gráfica da variação das acelerações em função do tempo para a passagem de um peão em caminhada normal.....	70
Fig. 7.9 – Modelo de elementos finitos com pendurais desligados.....	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Gama de frequências característica da ação pedonal [16].....	21
Tabela 3.2 - Coeficientes de amplitude da função de Fourier propostos por Bachmann [12].....	22
Tabela 3.3 – Gama crítica de frequências naturais proposta pelo Eurocódigo 2.....	27
Tabela 3.4 – Classes de tráfego propostas pelo HIVOSS [20].....	28
Tabela 3.5 - Classes de conforto propostas pelo HIVOSS [20].....	28
Tabela 3.6 – Número equivalente de peões em função da densidade pedonal.....	30
Tabela 3.7 – Valores a adotar para a componente da força de um peão isolado.....	30
Tabela 4.1 – Características mecânicas da madeira [22].....	38
Tabela 4.2 – Comprimentos dos cabos de retenção.....	41
Tabela 5.1 – Posição dos sismógrafos durante o ensaio de vibração ambiente.....	46
Tabela 5.2 – Frequências obtidas nos ensaios experimentais.....	48
Tabela 5.3 – Estimativa da força nos cabos através dos resultados obtidos com os acelerómetros.....	51
Tabela 6.1 – Peso próprio associado aos cabos.....	56
Tabela 6.2 – Peso próprio associado ao tabuleiro.....	56
Tabela 6.3 – Peso próprio associado à areia existente na superfície do tabuleiro.....	57
Tabela 6.4 – Caracterização das frequências e modos de vibração identificados através da modelação.....	57
Tabela 6.5 – Ordenadas modais máximas e massas modais.....	61
Tabela 6.6 – Comparação entre as frequências do modelo desenvolvido e do ensaio de vibração ambiente.....	62
Tabela 7.1 – Funções de carga para a ação pedonal.....	64
Tabela 7.2 – Comparação entre os deslocamentos e as acelerações máximas obtidas através do modelo e analiticamente.....	65
Tabela 7.3 - Deslocamentos e as acelerações máximas obtidas devidas à simulação da ação ressonante de um fluxo de peões.....	67
Tabela 7.4 – Classificação do nível de conforto verificados nos ensaios experimentais.....	73

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPETOS GERAIS

A evolução da construção de pontes pedonais revela uma tendência para tornar estas estruturas cada vez mais leves e esbeltas, traduzindo-se em preocupações acrescidas referentes às vibrações exibidas por estas estruturas. Assim, o dimensionamento de pontes pedonais exige um estudo aprofundado do comportamento dinâmico da estrutura.

Este trabalho expõe o caso de estudo da ponte de arame de Santo Aleixo de Alem Tâmega. Uma vez que a sua localização atual vai ser inundada pela construção de um aproveitamento hidroelétrico, as componentes utilitária e turística associada a esta ponte, sugere que a mesma seja realocada nas imediações da localização atual. O objetivo de manter os materiais e o sistema estrutural original, traduz-se num desafio acrescido dado o estado de degradação atual da ponte. Por outro lado, na realocação é pretendido que o novo local de implementação seja um local com maior afluência de peões.

Assim, o estudo aprofundado do comportamento dinâmico é essencial de modo a verificar se a ponte em estudo, nas condições atuais, está de acordo com as regulamentações disponíveis em vigor, possibilitando a realocação sem intervenções a nível estrutural.

1.2. OBJETIVOS

Nesta dissertação, pretende-se analisar a exequibilidade de se realocar a ponte de arame de Santo Aleixo de Além Tâmega, mantendo as características atuais da estrutura. Assim, pretende-se elaborar um modelo tridimensional de elementos finitos que reproduza o comportamento dinâmico da estrutura. A validação do modelo vai ser possível recorrendo a dados resultantes de ensaios experimentais do comportamento dinâmico da ponte, realizados pela autora do trabalho e pela orientadora da dissertação.

Após a calibração do modelo, é possível aplicar as recomendações internacionais sobre a ação pedonal, simulando no modelo diversas ações propostas e verificando as acelerações exibidas. Esta análise vai permitir verificar o cumprimento dos critérios de conforto sugeridos nas recomendações mencionadas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se dividido em sete capítulos, seguindo-se uma breve descrição sobre o conteúdo de cada um.

No segundo capítulo é elaborado um enquadramento geral do tema, facultando exemplos de pontes suspensas em meios rurais. Estes exemplos possibilitam a compreensão do sistema estrutural e dos métodos construtivos deste tipo de estruturas.

No terceiro capítulo são abordados diversos temas essenciais para a compreensão de aspetos particulares de pontes suspensas. São ainda referidas as ações usuais a ter em conta na análise do comportamento dinâmico destas estruturas. Por último, as recomendações internacionais referentes a pontes pedonais são abordadas, servindo de base para a posterior análise da ponte em estudo.

No quarto capítulo é facultada uma descrição pormenorizada da geometria e materiais utilizados na ponte em estudo, baseada nos dados recolhidos na visita ao local e nos dados fornecidos pela empresa Iberdrola, responsável pela construção do aproveitamento hidroelétrico referido.

O quinto capítulo descreve os ensaios de caracterização de parâmetros modais, realizados na ponte em estudo, indicando os resultados obtidos, que posteriormente permitiram calibrar o modelo tridimensional desenvolvido.

O sexto capítulo descreve a modelação elaborada com a finalidade de caraterizar o comportamento dinâmico da estrutura. É feita uma descrição das opções tomadas na modelação assim como das decisões referentes à caracterização do peso próprio da estrutura. Por último procede-se à validação do modelo através dos resultados deste com os resultados obtidos nos ensaios experimentais.

O sétimo capítulo descreve as análises e verificações efetuadas no modelo de elementos finitos, apresentando por último a discussão dos resultados obtidos.

2

ESTUDO DE PONTES SUSPENSAS EM MEIOS RURAIS

2.1. INTRODUÇÃO

As pontes pedonais suspensas em meios rurais distinguem-se pela sua simplicidade estrutural e facilidade construtiva, o que permite a execução das mesmas por mão-de-obra não qualificada, constituindo-se assim como soluções práticas e económicas.

Uma vez que o objetivo final deste projeto passa pela reestruturação e realocação da ponte suspensa em estudo, e dada a necessidade de um amplo conhecimento teórico relativo a este tipo de projetos, neste capítulo pretende-se enquadrar esta temática com base em exemplos concretos de estruturas similares. Para tal, começa-se por analisar o caso da ponte Capilano, no Canadá, uma emblemática ponte suspensa centenária.

De seguida, encontra-se sintetizada a informação relativa a diversas organizações que utilizam as estruturas em estudo para, de forma prática, melhorar a qualidade de vida das populações onde os seus projetos se desenvolvem. Posteriormente, expõem-se os exemplos de duas pontes de arame suspensas, em Portugal, que serão alvo de realocação pois situam-se numa zona que será inundada na construção de um aproveitamento hidroelétrico.

Por último, distinguem-se entre as tipologias a abordar, as pontes catenária e as pontes suspensas, uma vez que, dependendo das condições específicas do local de implementação, são ambas adequadas para pontes pedonais em ambientes rurais.

2.2. ENQUADRAMENTO

As pontes suspensas remontam ao início da civilização. A simplicidade inerente a este tipo de estruturas permitiu que ao longo dos tempos, as mesmas fossem construídas em locais remotos recorrendo aos materiais existentes. Em meios rurais, ainda hoje em dia é possível encontrar as soluções mais simples para as pontes suspensas, tipicamente recorrendo a madeira e aço. Ao longo dos tempos, a degradação dos materiais utilizados implica que os exemplares que ainda existem nos dias de hoje já sofreram diversas reestruturações ou já foram integralmente substituídos. Um dos fatores que impulsiona a reabilitação destas pontes é a forte componente turística associada.

Um exemplo disso é a ponte Capilano (fig.2.1) em Vancouver, Canada. Construída em 1889 pelo engenheiro escocês George Mackay, a ponte pedonal suspensa de 137m de vão e construída 70m acima do rio Capilano, era composta por cordas de fibras naturais e tábuas de cedro, podendo o seu aspeto geral na altura da construção ser observado na figura 2.2. Os cabos alcançaram a outra margem com o auxílio de cavalos, tendo sido ancorados em troncos de árvores. Em 1903 as cordas naturais foram substituídas por cabos estruturais e em 1953 toda a ponte foi integralmente substituída em cinco dias. As ancoragens dos cabos passaram a realizar-se através de blocos de 13 toneladas de betão em cada margem. Após esta intervenção deu-se o aparecimento de diversos trilhos nas proximidades, formando o atual parque canadiano *Capilano Suspension Bridge Park*. Atualmente esta ponte incorpora um conjunto de sete pontes suspensas intercaladas com passadiços construídos ao longo dos penhascos escarpados, conforme representado na figura 2.3.



Fig. 2.1 – Vista geral da ponte *Capilano* [27]



Fig. 2.2 – Vista da ponte na altura da sua construção [27]



Fig. 2.3 – Exemplo dos passadiços construídos nas encostas do parque *Capilano Suspension Bridge Park* [27]

Atualmente, este tipo de pontes e em particular a sua forma mais simples, recorrendo apenas a madeira e aço, tem sido amplamente utilizado por diversas organizações sem fins lucrativos. Usufruidos da simplicidade estrutural e construtiva destas estruturas, as organizações constroem pontes pedonais suspensas em locais remotos em países subdesenvolvidos. A construção é levada a cabo com a ajuda de voluntários e da comunidade que irá beneficiar com a construção da ponte. Aliado à simplicidade construtiva, os materiais utilizados podem facilmente ser reutilizados de outras funções traduzindo-se também na solução mais barata.

HELVETAS é uma organização suíça em que uma das inúmeras atividades humanitárias é a construção de pontes suspensas. A organização começou este projeto no Nepal, em 1974, onde, em conjunto com os governos locais, até aos dias de hoje, já construiu mais de 5500 pontes. Posteriormente o programa foi também implementado na Etiópia tendo-se já alargado a outros países africanos. A organização americana Bridges to Prosperity surge através do conhecimento adquirido com a HELVETAS, mas foca-se essencialmente na construções de pontes pedonais e ensino das técnicas que o processo envolve.

A Bridges to Prosperity condensou toda a informação recolhida num manual técnico, relativo a pontes pedonais catenárias, permitindo assim que outras organizações tenham meios necessários para replicar o projeto. Posteriormente foi desenvolvido, pela empresa ARUP, um manual relativo às pontes pedonais suspensas, uma vez que a organização HELVETAS geralmente não utilizava este sistema construtivo. Os dois sistemas estruturais são distinguidos em 2.13 e 2.16. À medida que as limitações dos manuais são vencidas ou outras soluções construtivas são adotadas, o processo é registado ampliando a capacidade dos manuais.

Um exemplo disso é a ponte catenária construída por esta organização em Chari Chari, apresentada na figura 2.4. Esta ponte está localizada em Omereque, na Bolívia, na cordilheira dos Andes. Uma vez que a ponte apresenta um vão de 156m e os manuais da organização estão limitados a 135m para pontes desta tipologia, este projeto envolveu diversas inovações nos sistemas construtivos, tendo sido

apresentado na conferência Footbridge 2014 [8]. O vão exigiu a introdução de mais cabos estruturais no tabuleiro uma vez que este, além de mais longo, também é mais largo que os tabuleiros geralmente utilizados. Além disto, as forças que os cabos têm de ancorar são mais elevadas, traduzindo-se em ancoragens substancialmente maiores.



Fig. 2.4 – Vista geral da ponte Chari Chari [8]

Em relação às ancoragens, os manuais são extremamente conservativos uma vez que geralmente apenas é possível determinar algumas características dos solos. As ancoragens foram realizadas recorrendo a blocos de betão armado que posteriormente foram incluídos no interior das rampas de aproximação que se estendem desde as ancoragens até às torres que suspendem os cabos. A rampa de aproximação alcança uma altura de 3m, encontrando-se no topo da mesma as torres, cada uma com apenas 1,2m acima do tabuleiro. Cada rampa tem ainda a função de incorporar uma viga de compressão entre a ancoragem e a torre, de modo a auxiliar a restante estrutura na resistência dos esforços longitudinais. As torres foram elaboradas por pedreiros locais sendo constituídas por blocos simples de betão, sendo preenchidas por cimento mexido à mão.

A instalação dos cabos foi a tarefa mais exigente. Nos manuais sugere-se a utilização de 4 cabos com diâmetro entre 25 e 28mm. Na ponte em questão pretendia-se utilizar 10 cabos de 28mm, posicionando-se 8 sob o tabuleiro e 2 ao nível das guardas. No entanto, os cabos disponíveis, provenientes de doações, apresentavam 25 e 32mm de diâmetro. As modificações necessárias traduzem-se na utilização de 11 cabos, passando o tabuleiro a incorporar 9 cabos.

No projeto desta ponte foi também adicionado um sistema de contraventamento, composto por cabos de aço adicionais que envolveram a construção de novas ancoragens, como se verifica na figura 2.5.



Fig. 2.5 – Esboço do perfil transversal da ponte Chari Chari [8]

2.2.1. PONTES DE ARAME EM PORTUGAL

As pontes de arame em Portugal são pontes pedonais suspensas em meios rurais. Tipicamente construídas no início do século 20, estas pontes recorrem a arames entrelaçados para a suspensão dos tabuleiros em madeira. A maioria dos exemplares ainda existentes encontra-se totalmente ou parcialmente destruído, estando interditos. As duas pontes que serão referenciadas neste tópico estão localizadas sobre o rio Tâmega e ambas permitem a travessia.

A construção destas pontes em Portugal estava geralmente associada à exploração de minérios, localizando-se nas imediações das zonas de exploração. Apesar de praticamente não existir informação sobre estas estruturas, as que se conhecem encontram-se no norte do país.

2.2.1.1. Ponte de Veral

Esta ponte está localizada entre as localidades de Veral e Monteirós, no distrito de Vila Real, tendo sido construída em 1936. As inscrições existentes no local permitem concluir que a ponte foi reabilitada em 1981 e que em 2006 foi integralmente refeita, mantendo as características originais.

A ponte possui um vão de 28m e é constituída por um tabuleiro em madeira suspenso por cabos de arames entrelaçados. Estes apoiam-se em perfis metálicos, com cerca de 2m de altura, sensivelmente a 3m do início do tabuleiro, podendo verificar-se na fig. 2.6.



Fig. 2.6 – Vista da ponte de arame de Veral

O tabuleiro, composto por tábuas de madeira e com 1,70m de largura, encontra-se totalmente suspenso não estando ligado às margens. A suspensão do tabuleiro realiza-se através de pendurais de altura praticamente constante, uma vez que o cabo apenas apresenta uma flecha de 0,5m, estando esta ligação ilustrada na figura 2.7. Existem outros cabos, provavelmente mais antigos, com configuração semelhante à do cabo de suspensão mas com flechas substancialmente superiores que, juntamente com arames recentes individuais, verticais e horizontais, constituem uma guarda de malha quadrada como mostra a figura 2.8.



Fig. 2.7 – Pormenor da ligação entre o tabuleiro e os pendural



Figura 2.8 – Pormenor da malha da guarda

Como se verifica na figura 2.9, todas as ligações utilizadas nesta ponte são elaboradas recorrendo a também a arames. Os cabos estão ancorados em ambas as margens recorrendo a blocos de betão, estando ilustrado na figura 2.10.



Fig. 2.9 – Pormenor das ligações em arame



Fig. 2.10 – Pormenor das ancoragens em blocos de betão

Na visita realizada à ponte, verificou-se que esta apresenta elevadas vibrações ao ser atravessada, característica que era possível deduzir pelo facto de o tabuleiro não estar ligado às margens, como referido anteriormente. Apesar disso, a localização remota e de difícil acesso da ponte, que se traduz em níveis de tráfego bastante reduzidos e devido ao vão reduzido que esta alcança, estas vibrações não são tão relevantes, uma vez que provocam desconforto nos transeuntes por um curto período de tempo.

2.2.1.2. Ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega

Esta é a ponte sobre a qual incide este estudo, estando localizada na freguesia de Ribeira de Pena fazendo a ligação entre Salvador e Santo Aleixo de Além Tâmega, no distrito de Vila Real. A ponte pedonal suspensa possui 57,5m de vão e 1,5m de largura, estando a vista geral representada nas figuras 2.11 e 2.12. Esta estrutura foi construída em 1913 tendo, já sido por diversas vezes reabilitada.



Fig. 2.11 – Vista geral da ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega

Devido ao vão significativo e, uma vez que esta ponte ainda se encontra em condições de ser atravessada, esta ponte tem também um carácter turístico. Ainda assim, e apesar de a ponte estar incluída numa rota turística, o Caminho do Abade, o seu uso é muito pouco frequente.

Na visita realizada ao local foi possível sentir vibrações elevadas à medida que se atravessava a ponte, ampliando substancialmente à medida que a densidade pedonal aumenta. Verifica-se também que, apesar das intervenções realizadas à ponte em estudo, que incluíram a introdução de cabos de suspensão parabólicos em aço e ainda cabos estruturais de arame com configurações retas, vários elementos, devido à degradação dos materiais, não se encontram em funcionamento.

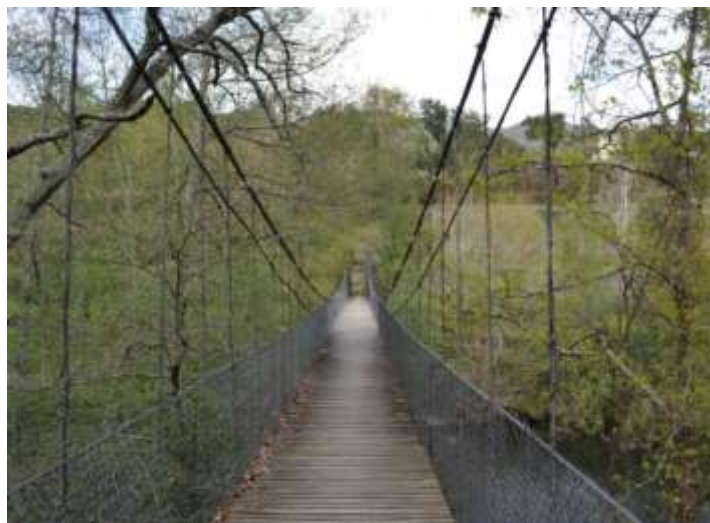


Fig. 2.12– Vista da ponte de arame de Santo Aleixo de Além Tâmega

2.3. SISTEMA ESTRUTURAL

2.3.1. PONTES CATENÁRIA

As pontes suspensas por cabos tiram partido da elevada capacidade resistente destes elementos, traduzindo-se em estruturas extremamente esbeltas capazes de alcançar vãos elevados. As pontes catenárias podem ser consideradas como uma forma mais simples de pontes suspensas, em que o tabuleiro incorpora o cabo de suspensão, funcionando como um só elemento[10]. A forma exata do cabo e, consequentemente, do tabuleiro em repouso, isto é, sujeito apenas ao peso próprio da estrutura, é a curva catenária [11] [7].

Os dois cabos estruturais podem situar-se sob o tabuleiro ou encontrarem-se ligados ao mesmo através de pendurais de altura constante de modo a manter a geometria desejada, como no exemplo representado na figura 2.13. Os cabos de suspensão, ao assumirem a função principal no sistema estrutural, permitem tabuleiros extremamente esbeltos cuja função é apenas a de distribuir os esforços e assegurar a continuidade do sistema. A disposição do tabuleiro torna evidente o caminho das forças que, apesar de ser bastante simples, devido à esbelteza da estrutura, resulta em elevados esforços no cabo que têm de ser transferidos ao solo através de robustas ancoragens [7].

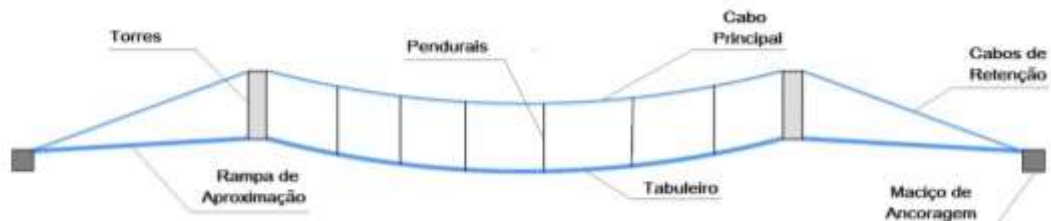


Fig. 2.13 – Representação esquemática das pontes catenárias [4]

A inclinação variável do tabuleiro torna estas estruturas apelativas em pontes pedonais em meios rurais, integrando-se na envolvente onde também não existem contornos retos [7]. As pontes catenárias são amplamente adotadas em vales íngremes ou desfiladeiros onde, apesar da pendente considerável resultante da configuração adotada, é possível assegurar a distância necessária ao obstáculo a transpor [12]. Por outro lado, os impactos ambientais são mínimos ao erguer estas pontes sem interferir com o terreno envolvente e requerendo poucas quantidades de material [7].

A construção das pontes catenárias inicia-se pela elaboração dos maciços de ancoragens nas margens e, caso o tabuleiro seja suspenso por pendurais, simultaneamente são erguidas as torres onde os cabos são suspensos antes de transferirem o esforço às ancoragens. As ancoragens dependem do tipo de solo existente, podendo ser materializadas através de maciços de betão armado ou recorrendo a pregagens diretamente na rocha. A dimensão das ancoragens, no caso dos maciços de betão armado, depende do esforço que é necessário transferir ao solo, o que se traduz em ancoragens cada vez maiores à medida que o vão a vencer aumenta [8]. De modo a assegurar uma eficaz fixação dos cabos, as ancoragens têm de resistir à componente horizontal e vertical que o cabo lhes transmite, impossibilitando-o de se deslocar nestas direções [6]. Apresenta-se na figura 2.14 a construção de um maciço de ancoragem.

Após a conclusão dos maciços de ancoragem, procede-se à colocação dos cabos principais, os quais são esticados numa das margens através de dispositivos de ajuste até obter a geometria pretendida. Os pendurais são habitualmente lançados juntamente com os cabos principais facilitando a posterior colocação das travessas que fazem a ligação entre os dois cabos principais e que sustentam o pavimento que será aplicado em simultâneo. Na figura 2.15 está ilustrada a colocação dos cabos principais. A construção é concluída quando as guardas são colocadas [9].

No caso de ser necessário conferir maior rigidez à estrutura, a solução passa por aumentar a rigidez dos cabos de suspensão, aumentando o peso próprio dos mesmos ou então recorrer a cabos externos de contraventamento. Estes necessitam também de ser ancorados nas margens e são colocados em simultâneo com os cabos estruturais principais [11].

Torna-se relevante evidenciar que o dimensionamento das pontes catenárias exige uma compreensão profunda da forma e função estrutural dos cabos, além de exigir amplas análises estáticas e dinâmicas, resultando em cálculos complexos envolvendo não linearidade geométrica e estrutural. De modo a simplificar o processo, pode ser adotada uma parábola de segundo grau para a forma do cabo, visto que estas estruturas apresentam secção constante e flecha reduzida [7].



Fig. 2.14 – Ancoragem dos cabos através de pregagens diretamente na rocha [3]



Fig. 2.15 – Colocação do tabuleiro numa ponte pedonal catenária [3]

2.3.2. PONTES SUSPENSAS

Estas estruturas são mais complexas e não tão económicas quanto as pontes catenárias, envolvendo um dimensionamento mais exigente. O sistema estrutural deste tipo de pontes é constituído pelos cabos principais, que têm a função de suspender todo o peso da estrutura e assegurar um desempenho eficiente quando esta se encontra em serviço. Com este intuito, estes elementos encontram-se fixos em quatro pontos: nas margens e no topo das torres que os sustentam, de modo a conferir-lhes a geometria pretendida [6], conforme se verifica na figura 2.16.

Ao contrário da tipologia de pontes catenárias anteriormente descrita, o tabuleiro das pontes suspensas pode ser horizontal ou apresentar uma configuração curva, sendo neste caso a curvatura convexa devido aos pendurais que conectam o tabuleiro aos cabos estruturais ao longo do vão. Por este motivo, estas estruturas estão aptas para serem utilizadas em terrenos mais planos, permitindo assegurar uma distância adequada entre o tabuleiro e o obstáculo a transpor. Este sistema de suspensão permite também suplantar distâncias mais elevadas, permitindo que múltiplos vãos sejam criados entre margens [12].

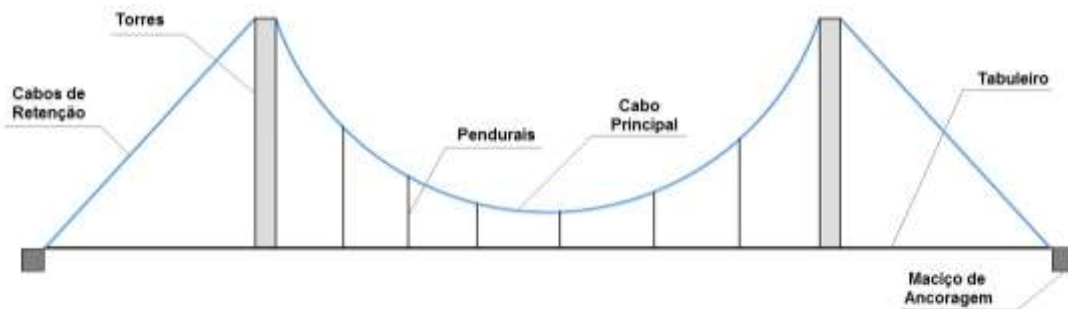


Fig. 2.16 – Representação esquemática das pontes suspensas [3]

A geometria dos cabos de suspensão depende da configuração do tabuleiro, sendo aceitável utilizar a equação da parábola para caracterizar a geometria do cabo quando o tabuleiro é horizontal. Caso o controlo da geometria seja fundamental, é novamente utilizada a curva catenária para descrever a configuração do cabo quando a estrutura se encontra sujeita apenas ao peso próprio. Assim, o dimensionamento deste tipo de pontes também envolve a consideração da não linearidade geométrica. Esta semelhança permite concluir que também neste tipo de pontes, o tabuleiro possa ser extremamente esbelto, tendo apenas a função de distribuir os esforços [7].

O método construtivo altera-se significativamente consoante o sistema de ancoragem adotado. As ancoragens habitualmente são materializadas no solo, tirando partido da capacidade resistente do mesmo e, neste caso, serão a primeira etapa da construção. Em alternativa, os cabos podem ser ancorados diretamente no tabuleiro, constituindo sistemas auto-equilibrados onde os esforços são recebidos pelo próprio tabuleiro [11]. Para resistir ao esforço acrescido de compressão, o tabuleiro tem de apresentar uma maior área da seção transversal, resultando no aumento do peso próprio da estrutura. Neste sistema não é possível tirar proveito da capacidade resistente do cabo durante a construção do tabuleiro uma vez que, o cabo só pode ser carregado quando o tabuleiro estiver terminado. É possível verificar este sistema, por exemplo, na ponte de São Francisco-Oakland Bay [6]. Devido à complexidade acrescida deste sistema, vai ser apenas explanado o método construtivo de pontes com ancoragens no solo.

Em pontes suspensas de um só vão recorrendo às ancoragens típicas no solo, o sistema estrutural consiste na suspensão do tabuleiro ao longo do vão entre os pilares através dos pendurais de altura

variável e na continuidade dos cabos de suspensão desde o topo dos pilares até às ancoragens localizadas nas margens, designados por cabos de retenção (backstays). A zona entre as ancoragens e os pilares é usualmente designada por vão de aproximação, podendo ser independentes do sistema estrutural do cabo [6].

Os pilares, erguidos em simultâneo com a elaboração das ancoragens, contribuem para o sistema estrutural suspendendo no topo os cabos principais. Para este fim é preferível que permitam pequenos deslocamentos longitudinais do cabo, de modo a evitar a transferência de forças horizontais e evitar a ocorrência de esforços demasiado elevados na base dos pilares. O processo de dimensionamento torna-se complexo na medida em que é necessário analisar todos os possíveis esforços a que as torres estão sujeitas nas diferentes fases de carregamento do tabuleiro [6].

Na direção transversal, o esforço que os pilares têm de suportar provém essencialmente de ações fora do plano, como por exemplo, o vento. Estes elementos do sistema estrutural podem ser distinguidos entre pórticos ou estruturas contraventadas, dependendo das exigências das ações fora do plano [11]. A otimização do dimensionamento envolve uma eficaz transferência dos esforços nos pilares às fundações [6].

Na direção longitudinal, os pilares podem ser classificados como rígidos, flexíveis ou articulados. Os pilares rígidos são adequados em pontes com múltiplos vãos uma vez que, o vão é limitado pelos momentos criados na base dos pilares com estas características. Os pilares flexíveis, analogamente, são utilizados em pontes de grandes vãos e os articulados geralmente são utilizados em pontes de vãos pequenos [11]. Os pilares articulados permitem que a torre se incline tenuemente na direção do vão quando em pleno carregamento e que retorne à posição inicial na descarga sem a criação de esforços excessivos na ligação entre o pilar e o tabuleiro. Estes pilares têm ainda a vantagem de possibilitar a redução da secção e facilitar o processo de ereção dos mesmos [3].

Neste tipo de pontes, os tabuleiros podem ser contínuos ou articulados nos pilares, dependendo do vão a alcançar e das características do sistema estrutural. Existem diversos tipos de tabuleiros que podem ser utilizados, sendo que a seleção passa por ter em conta as questões relacionadas com a aerodinâmica, o processo construtivo e a manutenção que exigem [11]. Em pontes suspensas em meio rural, os tabuleiros são geralmente constituídos por vigas transversais, usualmente em madeira ou perfis metálicos, complementadas com pranchas de madeira de modo a criar a superfície pedonal. Estas vigas transversais têm de ser estudadas em relação à capacidade de resistir aos esforços transversos e momentos fletores provocados pela utilização da ponte [3]. Nas figuras 2.17 e 2.18 ilustra-se a colocação dos cabos principais neste tipo de pontes e o tabuleiro tipicamente utilizado, respetivamente.



Fig. 2.17 – Colocação dos cabos com os pendurais e respetivas travessas de madeira [4]



Fig. 2.18 – Colocação do tabuleiro numa ponte pedonal suspensa [4]

3

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo pretende focar diversas particularidades de comportamento que caracterizam as pontes pedonais suspensas. É ainda necessário conhecer as regulamentações e recomendações de projeto que abrangem a tipologia de pontes em estudo, sendo elaborada uma secção que descreve as verificações recomendadas ou exigidas pelas normas europeias.

O comportamento estrutural das pontes suspensas por cabos pode-se distinguir na resposta a cargas estáticas ou dinâmicas. O que distingue os dois tipos de carregamentos é a existência de inércia e forças de amortecimento, sendo que a maioria das cargas consideradas são, na verdade, de natureza dinâmica, uma vez que variam no tempo. As cargas que variam muito lentamente podem-se considerar estáticas [13].

3.1.1. COMPORTAMENTO FACE A AÇÕES ESTÁTICAS

Em relação à resposta estrutural face a cargas estáticas, é fundamental ter em conta a não-linearidade associada ao cabo de suspensão. Em regime linear elástico, considera-se que os deslocamentos e deformações exibidos por uma estrutura face a cargas exteriores são pequenos, de modo que não modificam a sua geometria [14]. Quando o cabo é carregado por uma carga concentrada exterior, apresenta uma deformação acentuada no local de aplicação da carga, tendo de ser analisado em regime não-linear [6, 14]. Existe ainda a dificuldade acrescida em determinar com rigor o grau de restrição rotacional do cabo nas ancoragens [5].

Esta característica está ilustrada na figura 3.1 onde está esquematizada a diferença de comportamento entre uma viga e um cabo face a uma carga concentrada. O estudo do equilíbrio do cabo, na análise não linear geométrica, envolve um processo iterativo no qual são aplicados incrementos de força que resultam em incrementos de deslocamentos. Este processo implica a alteração da geometria do cabo até ao equilíbrio na posição deformada. Considera-se que o equilíbrio é obtido quando o critério de convergência é garantido, isto é, quando a diferença da variação das flechas entre duas iterações consecutivas é inferior a certo limite [9].

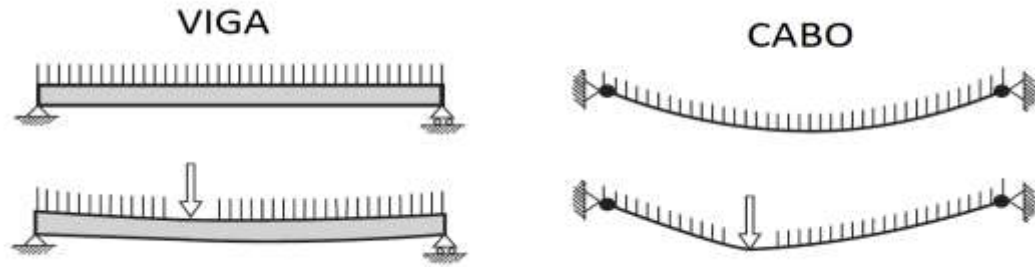


Fig. 3.1 – Flexão em vigas e cabos face a uma força concentrada [6]

Inicialmente, um cabo apresenta a configuração da catenária uma vez que apenas está sujeito ao seu peso, sendo uma propriedade inerente a estas configurações. Quando uma carga é aplicada, o cabo deforma-se, parte devido à tensão elástica e parte devido à mudança de geometria. Em relação a uma viga, a deformação máxima é obtida quando esta é carregada na totalidade do vão. Na fig. 3.2, onde está representada a variação gráfica da deformação apresentada pelo cabo à medida que o vão vai sendo carregado, é possível concluir que comportamento descrito para uma viga não se verifica num cabo. O gráfico distingue ainda as diferentes contribuições para a deformada apresentada: a linha a cheio representa a deformação total do cabo e a linha a tracejado representa a contribuição da mudança de geometria. É ainda possível concluir que, nos cabos, a deformação máxima é obtida para carregamentos numa extensão da ordem dos 40% do vão e que, o valor da deformação para o carregamento da totalidade do tabuleiro é aproximadamente metade do valor máximo, sendo também igualado quando o vão está carregado em 10% da sua extensão. Verifica-se ainda que a deformação aumenta significativamente quando a razão da flecha b/l ultrapassa 0,10 – 0,12 sendo essa a razão de geralmente utilizar-se, numa ponte suspensa, valores entre 1/9 a 1/11 para este coeficiente [6].

É também possível concluir que o peso próprio tem um efeito estabilizador no comportamento dos cabos, isto é, verifica-se que ao aumentar o peso próprio da estrutura, as deformações correspondentes a uma mesma ação vão ser menores à medida que a massa da estrutura aumenta [6].

Na análise é também considerado que o cabo é flexível, isto é, não apresenta rigidez à flexão. Deste modo, assume-se que o cabo apenas apresenta esforço axial, sendo tangente à sua configuração. Por último, no pré-dimensionamento de cabos submetidos a forças reduzidas (caso das pontes suspensas), admite-se que o cabo é inextensível [15]. Estes aspetos tornam este elemento estrutural particularmente difícil de modelar.

O parâmetro λ^2 , definido por Irvine, caracteriza o comportamento geométrico e deformações de cabos suspensos e é definido pela equação 3.1:

$$\lambda^2 = \left(\frac{m g L}{T} \right)^2 \cdot \frac{L}{\frac{T L_e}{E A_o}} \quad (3.1)$$

Onde:

L - distância entre os apoios do cabo (corda) (m)

T - representa o esforço axial no cabo (kN)

m - representa a massa por unidade de comprimento (kg/m)

$E A_o$ – é a rigidez axial (GPa x cm^2)

L_e – é o comprimento virtual do cabo (m)

g – aceleração da gravidade (m/s^2)

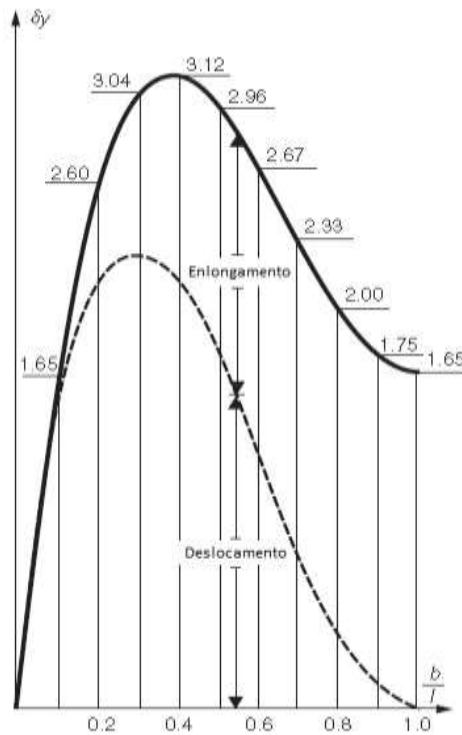


Fig. 3.2 – Representação gráfica da variação da deformada a meio vão δy com a carga distribuída em b [6]

O comprimento virtual L_e pode ser calculado através da equação 3.2:

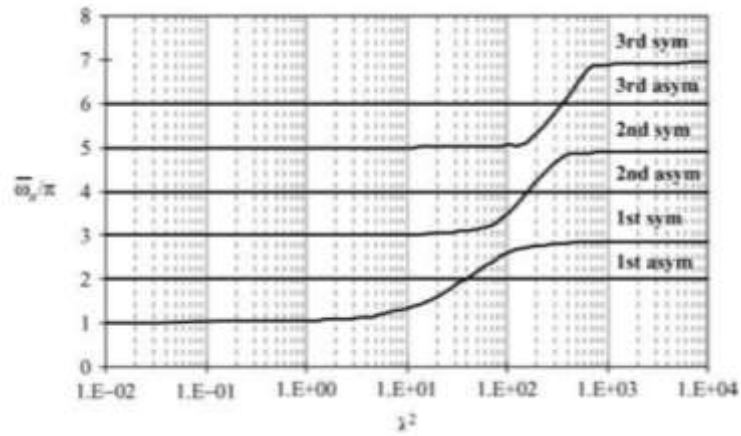
$$L_e = \int_0^L \left(\frac{ds}{dx} \right)^3 dx \approx L \cdot \left[1 + 8 \left(\frac{d}{L} \right)^2 \right] \quad (3.2)$$

Onde d é a flecha do cabo.

Em pontes suspensas o parâmetro λ^2 é geralmente maior que 100 enquanto em pontes atirantadas, por exemplo, varia entre 0 e 1. Valores reduzidos deste parâmetro estão associados a cabos com flechas reduzidas e elevados níveis de tensão. Por outro lado, os valores elevados estão associados a cabos pouco tracionados e com flechas acentuadas, geralmente idealizados como inextensíveis, que apresentam deformações de natureza maioritariamente geométrica.

É possível relacionar o parâmetro λ^2 com a frequência dos modos de vibração da estrutura através da variação de $\frac{\omega_n}{\pi}$, sendo ω_n o valor da frequência, dada por $\omega_n = 2\pi \cdot f$. Esta variação encontra-se representada na figura 3.3.

Verifica-se que a configuração dos modos simétricos verticais altera-se com o valor do parâmetro λ^2 . Por exemplo, o primeiro modo simétrico caracteriza-se por não apresentar nós internos até $\lambda^2 < 4\pi^2$, passando a apresentar valores de frequências naturais superiores às do modo antissimétrico correspondente e dois nós internos.


 Fig. 3.3 – Representação gráfica da variação de wn/π com o parâmetro λ^2 [5]

Na figura 3.4, está representado um cabo submetido ao seu peso próprio. Considerando um troço de comprimento s , medido a partir do ponto inferior do cabo, o peso vem representado por:

$$W = w \cdot s \quad (3.3)$$

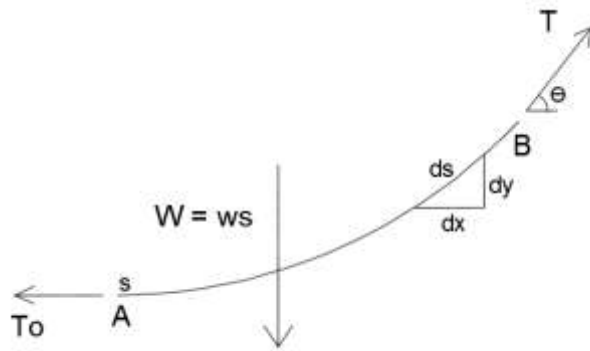


Fig. 3.4 – Troço AB de um cabo sujeito ao peso próprio

A força de tração presente no cabo pode ser calculada através de:

$$T = \sqrt{T_0^2 + w^2 \cdot s^2} \quad (3.4)$$

Uma vez que o peso do cabo depende do comprimento s , de modo a obter a curva que caracteriza a deformada do cabo, é necessário relacionar as coordenadas x e y com s :

$$dx = ds \cdot \cos(\theta) = ds \cdot \frac{T_0}{T} = ds \cdot \frac{T_0}{\sqrt{T_0^2 + w^2 \cdot s^2}} = ds \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{w \cdot s}{T_0}\right)^2}} \quad (3.5)$$

$$x = \int_0^s \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{w \cdot s}{T_0}\right)^2}} ds = \frac{T_0}{w} \cdot a \sinh\left(\frac{w \cdot s}{T_0}\right) \quad (3.6)$$

$$dy = dx \cdot \operatorname{tg}(\theta) = \sinh\left(\frac{w \cdot s}{T_0}\right) \quad (3.7)$$

$$y = \frac{T_o}{w} \cos\left(\frac{w \cdot s}{T_o}\right) \quad (3.8)$$

Assim, o comprimento do cabo pode ser obtido pela equação 3.9:

$$s = \frac{T_o}{w} \sinh\left(\frac{w \cdot s}{T_o}\right) \quad (3.9)$$

Apesar da curva catenária ser a curva que melhor descreve o comportamento do cabo, a aproximação desta a uma curva parabólica pode ser utilizada sem introduzir um erro significativo [6]. A utilização da curva parabólica traduz-se numa simplificação significativa dos cálculos.

Outra particularidade do comportamento dos cabos incide no módulo de elasticidade utilizado nos cálculos das estruturas suspensas. O comportamento não linear torna o cálculo bastante complexo, pelo que se pode efetuar uma simplificação, linearizando a relação força/extensão. A representação esquemática da definição de ambos os módulos está disponível na figura 3.5.

Nesta linearização o cabo é substituído por um elemento de barra com um módulo de elasticidade equivalente tangente, que pode ser calculado por:

$$E_{\tan} = \frac{E}{1 + \frac{w^2 l^2 E A}{12 T^3}} \quad (3.10)$$

Esta hipótese é válida para variações pequenas entre o peso próprio e a ação atuante mas, à medida que essa variação aumenta, é necessário introduzir o módulo de elasticidade equivalente secante, calculado por:

$$E_{\sec} = \frac{E}{1 + \frac{w^2 l^2 (T_1 + T_2) E A}{24 (T_1^2 T_2^2)}} \quad (3.11)$$

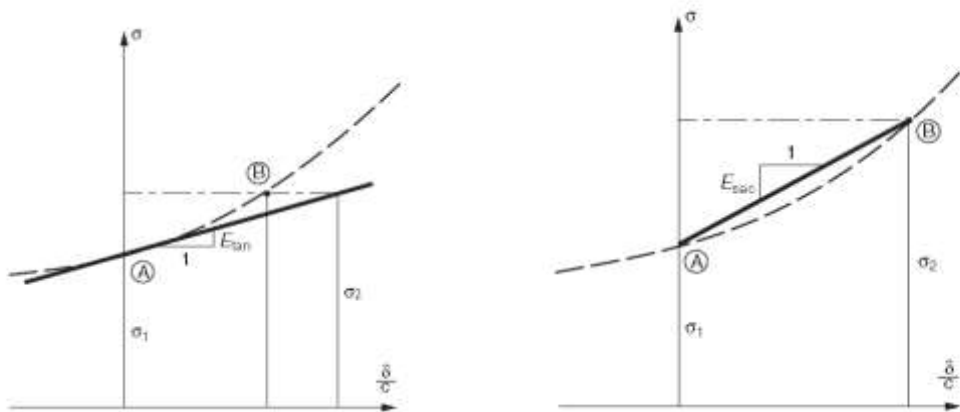


Fig. 3.5 – Definição do módulo de elasticidade equivalente tangente (à esquerda) e secante (à direita) para a rigidez dos cabos [6]

É ainda possível relacionar a variação do módulo de elasticidade equivalente com o parâmetro λ^2 , como se pode apurar no gráfico da figura 3.6. Verifica-se que para cabos muito tensos, caracterizados pelo parâmetro $\lambda^2 < 1$, a correção é muito pequena enquanto no caso de cabos mais longos esta correção torna-se mais relevante [5].

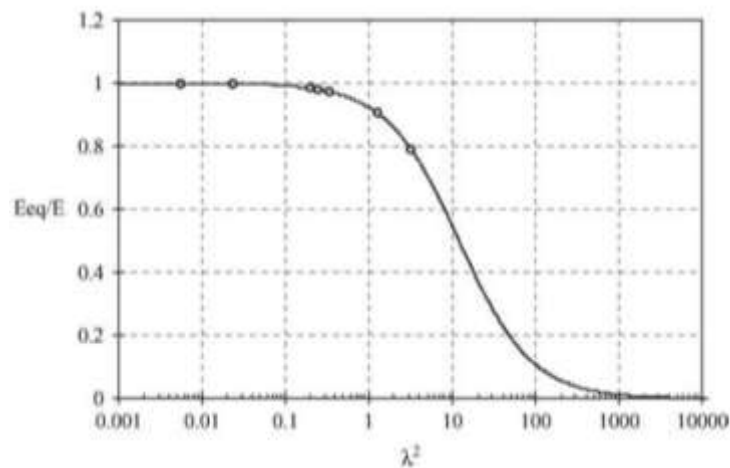


Fig. 3.6 – Representação gráfica da variação do módulo de elasticidade equivalente com o parâmetro λ^2 [5]

3.1.2. COMPORTAMENTO FACE A AÇÕES DINÂMICAS

Por outro lado, a resposta da estrutura face a ações dinâmicas tem vindo a ganhar importância à medida que as pontes suspensas se tornam mais esbeltas. O aprofundamento dos conhecimentos teóricos relativos a estas estruturas aliado à facilidade em executar cálculo automático e o desenvolvimento de novos materiais estruturais, permite alcançar vãos cada vez maiores com secções cada vez menores e mais flexíveis. Isto traduz-se numa redução acentuada da massa, o que torna estas estruturas suscetíveis de vibrar face às ações dinâmicas [16].

A ressonância é o fenómeno que ocorre quando a frequência da excitação iguala a frequência natural da estrutura, ampliando as oscilações da mesma. Em pontes pedonais as ações dinâmicas mais frequentes são a ação do vento e a ação que os peões exercem ao atravessar a ponte, as quais apresentam tipicamente frequências bastante reduzidas. Assim, à medida que as pontes modernas se vão tornando mais esbeltas, as frequências naturais que as caracterizam diminuem, tornando-as mais suscetíveis a este fenómeno.

3.1.2.1. Ação pedonal

A ação pedonal traduz-se em forças nas direções horizontal e vertical. A ação horizontal pode ainda distinguir-se na direção longitudinal e transversal ao tabuleiro [16]. Estas ações são periódicas, na medida em que se repetem ao fim de intervalos de tempo regulares [13, 17], sendo a frequência da passada definida pelo número de passos num intervalo de tempo. A tabela 3.1 expõe os valores característicos da frequência das ações pedonais propostos nas recomendações técnicas da entidade Sétra [17]:

Tipo de movimento	Características	Gama de Frequências [Hz]
Caminhada	Contacto contínuo com o chão	1,6 – 2,4
Corrida	Contacto descontínuo	2 – 3,5

Tabela 3.1 – Gama de frequências característica da ação pedonal [17]

A frequência da ação vertical ou horizontal longitudinal é o dobro da frequência da ação horizontal transversal. Isto explica-se pelo facto da ação na direção vertical ou longitudinal ser idêntica em cada contacto do pé com o tabuleiro e, deste modo, o período da função que caracteriza esta ação é igual ao tempo entre dois passos consecutivos. Por outro lado, na direção transversal, a direção da força é alternada a cada passo e, assim, o período considerado é o dobro, uma vez que a força em cada direção só é igualada a cada dois passos com o pé esquerdo ou com o pé direito [7, 17], como representado na figura 3.6. De acordo com Bachmann [13], Sétra [17] e Strasky [7], considera-se que a frequência da ação horizontal transversal é aproximadamente 1Hz e, conseqüentemente, assume-se que a frequência das ações verticais e longitudinais é 2Hz apesar de diversos estudos revelarem que esta frequência varia muitas vezes entre 1,8 a 1,9 Hz..

A gama de frequências torna a ação dos peões suscetível de originar oscilações na estrutura. Apesar de raramente levarem ao colapso, estas vibrações são relevantes do ponto de vista do estado limite de utilização, ao provocarem sensação de desconforto nos utilizadores [16].

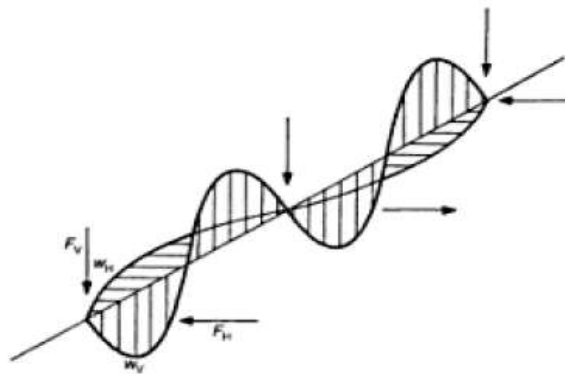


Fig. 3.7 – Forças verticais e horizontais associadas à ação pedonal [7]

No estudo dos efeitos das ações dos peões, a dificuldade prende-se com a necessidade de simular a passagem de um grupo de pessoas onde, naturalmente, cada indivíduo apresenta velocidade, peso e frequência distintos. Acresce ainda a complexidade de simular o comportamento humano e a suscetibilidade que este apresenta em sincronizar a passada individual com outras passadas ou com as vibrações da estrutura [13].

O fenómeno de sincronização forçada (*lock-in*) descreve o comportamento de uma multidão que, ao deslocar-se em grupo, tende a coordenar os movimentos à medida que sincroniza a frequência da passada com a frequência natural da estrutura e entra em fase com a oscilação da ponte [7]. Ao contrário das vibrações verticais, que são absorvidas pelas pernas e articulações à medida que as pessoas ajustam a sua forma de andar, as vibrações laterais tendem a ser relevantes ao provocarem

uma maior sensação de desconforto. Intuitivamente, ao sentir vibrações laterais, um peão tende mover-se lateralmente de modo a garantir o equilíbrio, fazendo coincidir o seu movimento com o deslocamento da ponte e ajustando a frequência e fase da passada com a frequência natural da estrutura [10]. A sincronização amplia consideravelmente as oscilações exibidas pela estrutura mas, a certa altura, os peões deixam de ter condições para prosseguir a marcha e cessam a ação, fazendo o fenómeno desvanecer [17].

A ação pedonal em pontes suspensas tornou-se objeto de estudo mais profundo após o fenómeno que ocorreu na inauguração da Ponte Millenium em Londres em 2000. A ponte foi dimensionada com um tabuleiro com reduzida rigidez à flexão ou torção, uma vez que era constituída por um leve tabuleiro em aço dividido em segmentos conectados por rótulas articuladas. A conjugação destas características fez com que a frequência natural da estrutura fosse bastante reduzida, permitindo que estivesse próxima da frequência da multidão que atravessou a ponte durante a sua inauguração. À medida que a ponte começou a oscilar, a multidão acertou a passada com as oscilações, aproximando as frequências da passada e da ponte e, consequentemente, aumentando drasticamente as oscilações. A ponte teve de ser encerrada, apenas reabrindo em 2002. Apesar de pouco investigado, este fenómeno não é recente sendo que, por exemplo, antigamente em certas pontes deste tipo, existiam avisos que impediam os militares de atravessar a marchar, uma vez que poderiam criar esforços acentuados que punham em causa a estabilidade das estruturas [6] [18] [26].

A ação humana é simulada recorrendo a uma função periódica que pode ser representada por uma série de Fourier de modo a somar todas as funções harmónicas que caracterizam a ação. A maioria dos regulamentos e recomendações técnicas baseia-se nas funções propostas por Bachmann [13], apresentadas de seguida.

Bachmann defende que a função que caracteriza a ação pedonal tem também presentes componentes do 2º e 3º harmónico, resultando na função apresentada em 3.12:

$$F(t) = G_0 + G_1 \sin(2\pi f_s t) + G_2 \sin(4\pi f_s t - \varphi_2) + G_3 \sin(6\pi f_s t - \varphi_3) \quad (3.12)$$

Onde:

G_0 – peso do indivíduo (geralmente $G_0 = 800\text{N}$)

G_i – amplitude do harmónico

f_s – frequência da passada

φ_i – ângulo de fase em relação ao primeiro harmónico

Os coeficientes de amplitude da função de Fourier para uma frequência média de 2Hz da ação vertical propostos por Bachmann estão apresentados na tabela 3.2:

Harmónico	Coefficiente de Amplitude
1º	0,4 G_0
2º	0,1 G_0
3º	0,1 G_0

Tabela 3.2 - Coeficientes de amplitude da função de Fourier propostos por Bachmann [13]

Os ângulos de fase variam numa larga gama, uma vez que dependem de diversos parâmetros. Em modelações é sugerido que se utilize $\phi_2 = \phi_3 \approx \frac{\pi}{2}$. No entanto para obter a combinação mais desfavorável dos diferentes harmónicos é necessário fazer variar este valor.

Assim, considerando apenas a contribuição dominante do primeiro harmónico, as ações em cada direção podem ser definidas pelas seguintes funções [17]:

Componente vertical da ação de um indivíduo:

$$F_v(t) = G_0 + 0,4 G_0 \sin(2\pi f_s t) \quad (3.13)$$

Componente horizontal transversal da ação de um indivíduo:

$$F_{ht}(t) = 0,05 G_0 \sin\left(2\pi \left(\frac{f_s}{2}\right) t\right) \quad (3.14)$$

Componente horizontal longitudinal da ação de um indivíduo:

$$F_{hl}(t) = 0,2 G_0 \sin(2\pi f_s t) \quad (3.15)$$

Para a ação de corrida, caracterizada por contato descontínuo com o solo, Bachmann [13] sugere novamente uma função de Fourier:

$$F(t) = G_0 + \sum G_n \cos\left[2\pi n f_s \left(t - \frac{t_p}{2n}\right)\right] \quad (3.16)$$

Além dos termos definidos anteriormente, G_n é o coeficiente de amplitude do respetivo harmónico, sendo n o número de harmónicos considerados e t_p a duração do contato com o solo.

Esta ação não é tão valorizada, em pontes de vãos reduzidos, uma vez que, uma pessoa em corrida atravessa a ponte geralmente rápido, não dando tempo para estabelecer o fenómeno de ressonância e provoca desconforto nos outros utilizadores durante um curto período de tempo [17].

3.1.2.2. Ação do vento

O estudo mais aprofundado da ação do vento foi despoletado por uma catástrofe. A ponte de Tacoma nos Estados Unidos, projetada por Moisseff em 1940, marca o início do estudo da aerodinâmica em pontes. Esta ponte foi construída com um tabuleiro extremamente esbelto e estreito em relação ao vão de 853m e colapsou no mesmo ano da construção. Apesar de, no dia do colapso, apenas estar exposta a vento moderado, perto de 68km/h, a oscilação do tabuleiro que usualmente se verificava nestas condições intensificou-se, mobilizando-se um modo de torção durante uma hora até ao colapso da estrutura [14] [6].

A ação do vento apresenta uma gama de frequências ainda mais reduzida do que a ação pedonal, situando-se abaixo dos 1 Hz, como é possível verificar no espectro apresentado na figura 3.7 [1].

Verifica-se que só existem efeitos de ressonância em estruturas com frequências naturais abaixo dos 1Hz, e a análise dos efeitos do vento em estruturas com frequências naturais superiores a este valor pode ser elaborada simulando a ação do vento através de uma força estática equivalente. Na situação em que os efeitos dinâmicos do vento são relevantes, existem diversas interações possíveis de ocorrer entre o vento e o tabuleiro de uma ponte suspensa que podem provocar a resposta em ressonância da estrutura.

A forma da seção adotada para o tabuleiro da ponte define o comportamento da estrutura face à ação

do vento. Num corpo aerodinâmico, o fluxo de vento separa-se ao deparar-se com o obstáculo, mas apenas por uma fina camada, mantendo-se semelhante após atravessá-lo. Por outro lado, corpos que criem resistência à passagem do ar interrompem o fluxo, afastando-o da superfície, conforme se verifica na fig. 3.8. O fluxo tende a enrolar-se criando vórtices que têm tendência a libertar-se do mesmo, ou a tentar reaproximar-se da superfície, produzindo pressões e forças flutuantes em ambas as faces.

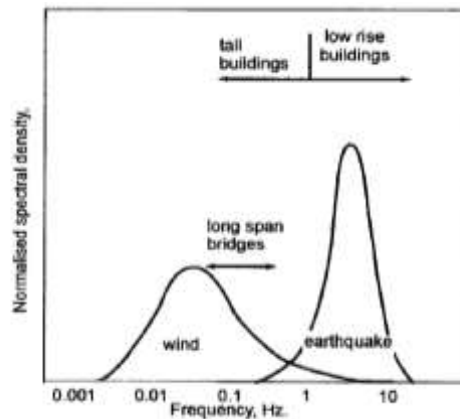


Fig. 3.8 – Gama de frequências da ação do vento e ação sísmica [1]

Para velocidades do vento baixas (5-12m/s) e com direção normal ao eixo longitudinal da ponte, condições de turbulência reduzida e baixo amortecimento ($\leq 1\%$ do amortecimento crítico), usualmente são geradas oscilações decorrentes da libertação de vórtices. As vibrações geradas podem aumentar a força dos vórtices e a sua frequência de libertação pode alterar a frequência da vibração, incitando um fenómeno de sincronização forçada, semelhante ao explanado para a ação pedonal.

Em estruturas muito flexíveis, após uma velocidade crítica do vento, o tabuleiro recebe mais energia do que a que consegue dissipar por amortecimento, do que resultam movimentos na estrutura. A oscilação da estrutura vai gerar forças aerodinâmicas que podem atuar de forma a sustentar ou ampliar o movimento [1]. As instabilidades decorrentes desta interação designam-se por *flutter* e, quanto mais aerodinâmica a secção, mais elevada é a velocidade crítica do vento necessária para desencadear o fenómeno [19]. Este fenómeno envolve sempre movimentos de torção, mas geralmente também envolve deformações verticais [1].

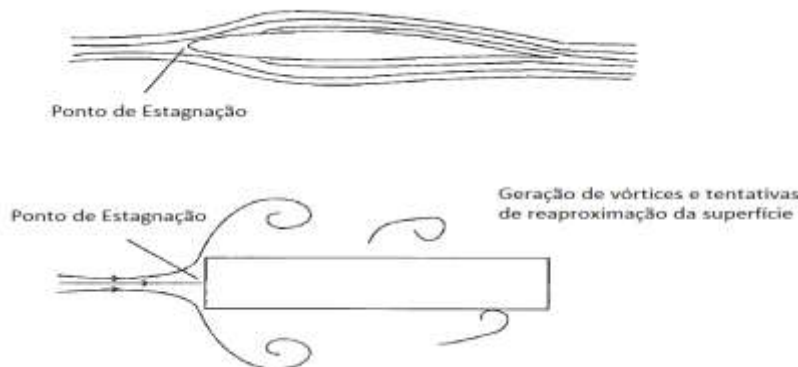


Fig. 3.9 – Comportamento do fluxo de vento face a corpos aerodinâmicos (acima) e face a corpos não aerodinâmicos (abaixo) [1]

Uma ponte cuja frequência natural esteja na gama suscetível a interações com as ações dinâmicas do vento, sendo estável em relação ao efeito de *flutter* para elevadas velocidades do vento e caso, não desencadeie a libertação de vórtices para velocidades do vento baixas, vai provavelmente apresentar resposta dinâmica face à turbulência. A oscilação devida às forças flutuantes geradas pela turbulência designa-se por *buffeting* e decorre para uma vasta gama de velocidades do vento [1].

Em relação ao conforto dos peões face à ação do vento, Strasky [7] realça que, para velocidades do vento superiores a 72km/h, é extremamente difícil caminhar numa ponte, sendo que a velocidade e aceleração do movimento gerado pelo vento em pontes, devem ser verificados para valores razoáveis da velocidade do vento.

3.2. REGULAMENTAÇÃO E RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS

3.2.1. CONDIÇÕES GEOMÉTRICAS E ASPETOS FUNCIONAIS

As condições geométricas podem ser consultadas no livro *Guidelines for the Design of Pedestrian Bridges* publicado pela *Fédération Internationale du Béton* [10].

A largura do tabuleiro é escolhida em função das condições do local e da densidade esperada de pessoas, variando nas normas a largura mínima entre 1,5m e 3m.

Em relação às inclinações, as normas definem um limite máximo de inclinação entre 5 e 12,5% mas é também referido que este valor pode chegar aos 20% numa ponte situada num trilho rural, como o caso da ponte em estudo.

A altura mínima das guardas varia nos códigos entre 1 a 1,15m em pontes pedonais, aumentando para 1,2m caso a ponte seja dimensionada para peões e ciclistas.

A norma AASHTO refere ainda que, para uma altura de menos de 0,69m acima do tabuleiro, uma esfera de 0,15m não pode atravessar a guarda. Para uma altura entre 0,69 e 1,07m acima do tabuleiro, uma esfera de 0,20m não deverá atravessar a guarda. Os elementos horizontais deverão estar afastados no máximo 0,38m ou os elementos verticais 0,20m. No caso de guardas constituídas por elementos verticais e horizontais, apenas uma das duas condições anteriores têm de ser cumprida.

3.2.2. CARACTERIZAÇÃO DAS AÇÕES

3.2.2.1. Ação do vento

As instabilidades mencionadas na seção 2.4.2, relativas à interação do vento com as pontes suspensas, não serão o objeto principal do trabalho. Esta temática encontra-se prevista no Eurocódigo 1 Parte 1 – 4 Ações do vento [20].

3.2.2.2. Ação pedonal

A ação pedonal, caracterizada na seção 2.4.1, torna-se relevante ao afetar em larga escala a percepção de conforto do utilizador. O conceito de conforto é extremamente subjetivo na medida que cada ser humano tem uma percepção diferente das vibrações. Os fenómenos recentes de vibrações provocadas pela ação pedonal sugerem que o dimensionamento deve passar a ter em conta também ações dinâmicas. Uma vez que os regulamentos existentes ainda não contemplam essa possibilidade, recorre-se ao uso de recomendações técnicas para auxílio na fase de projeto.

As recomendações técnicas utilizadas neste trabalho foram fornecidas pela entidade *Human Induced Vibrations of Steel Structures (HIVOSS)* [2, 16], as quais foram complementadas com recomendações presentes na publicação da entidade Séttra [17].

Uma vez que a perceção depende em larga escala da aceleração e das frequências de vibração, os critérios de conforto nos regulamentos são definidos através de valores limite de acelerações. Estes critérios são verificados em estruturas cuja frequência natural incide na gama de frequências suscetível de originar efeitos dinâmicos na estrutura, podendo seguir-se a metodologia descrita no organigrama da fig. 3.9 [10] :

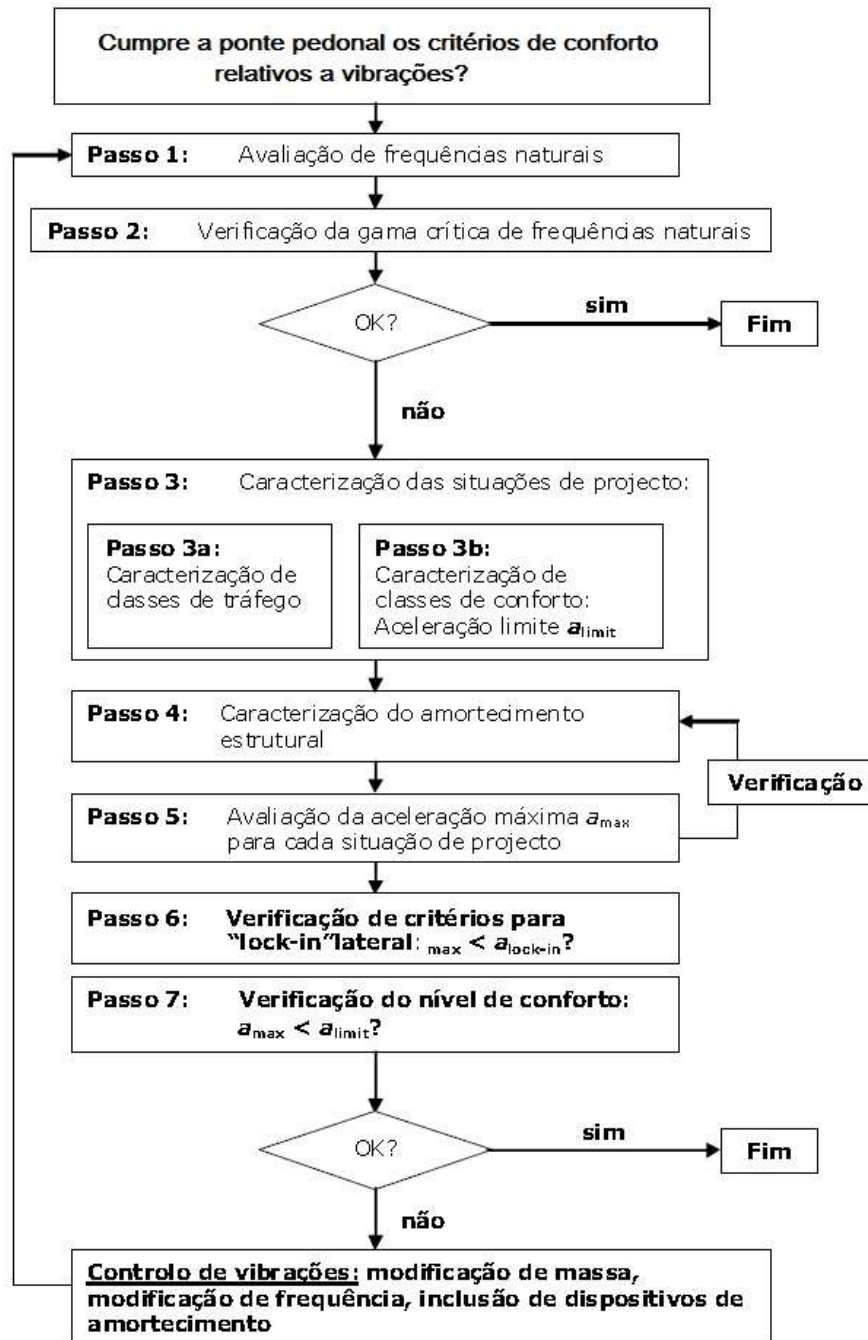


Fig. 3.10 – Organigrama para aplicação das recomendações técnicas do HIVOSS [2]

3.2.2.2.1. Gama crítica de frequências naturais

A gama crítica de frequências fornecida nos regulamentos baseia-se nas frequências que caracterizam a ação pedonal. Deste modo, caso a frequência natural da estrutura esteja fora da gama crítica, a análise das ações dinâmicas pode ser evitada. Os valores indicados pelo Eurocódigo 2 [21] para a gama crítica de frequências naturais estão descritos na tabela 3.3.

Valores Limite	
Vertical	Lateral
1,6 – 2,4 Hz	0,8 – 1,2 Hz

Tabela 3.3 – Gama crítica de frequências naturais proposta pelo Eurocódigo 2

A maioria das regulamentações sugere uma gama crítica de frequências considerando apenas o 1º modo. De acordo com HIVOSS [16], nas situações em que as frequências naturais estão numa gama suscetível de excitar o 2º harmónico, a gama de frequências a evitar alarga para valores entre 1,25 e 4,6 Hz, para vibrações verticais e longitudinais. O Eurocódigo 5 também prevê esta possibilidade ao alargar a gama de frequências críticas propostas no Eurocódigo 2 para valores limite das frequências de 5Hz e 2,5Hz nas direções vertical e horizontal, respetivamente [10].

As frequências naturais, embora possam em alguns casos ser determinadas analiticamente, devem ser determinadas recorrendo a uma modelação numérica da ponte. Geralmente é utilizado o método dos elementos finitos e para obter resultados fiáveis, é necessário que a distribuição de rigidez e massa, as condições de apoio e a rigidez das fundações estejam modeladas de forma realista, além de se contabilizar todo o peso próprio e restantes cargas permanentes [16].

É ainda sugerido nas recomendações técnicas HIVOSS que a massa dos peões seja considerada no cálculo das frequências naturais sempre que a massa modal associada aos peões seja superior a 5% da massa modal do tabuleiro.

3.2.2.2.2. Classe de Tráfego

O HIVOSS [2] propõe cinco classes de tráfego em função da densidade pedonal, tendo em conta a utilização prevista. A classe de tráfego não é uma característica inerente à ponte em estudo, variando conforme a situação de projeto considerada. Na tabela 3.4 estão expostas as classes propostas:

Classe de Tráfego	Densidade [d]	Descrição	Características
TC 1	$d = \frac{15 P}{B L}$	Tráfego muito fraco.	P – nº de pedestres B – largura do tabuleiro L – comprimento do tabuleiro
TC 2	$d = 0,2 P/m^2$	Tráfego fraco.	Confortável e andamento livre É possível a ultrapassagem Peões podem escolher a passada
TC 3	$d = 0,5 P/m^2$	Tráfego denso.	Andamento ainda não restringido Pode ser inibida intermitentemente a ultrapassagem
TC 4	$d = 1,0 P/m^2$	Tráfego muito denso.	Liberdade de movimento é restringida Andamento perturbado Já não é possível a ultrapassagem
TC 5	$d = 1,5 P/m^2$	Tráfego excepcionalmente denso.	Engarrafamento Já não se escolhe livremente a passada

Tabela 3.4 – Classes de tráfego propostas pelo HIVOSS [2]

Para as classes de tráfego TC4 e TC5, correspondentes a fluxos densos, a passada é afetada, diminuindo a velocidade do fluxo e aumentando a sincronização. Para valores de densidade superiores a $1,5 P/m^2$, apesar do fluxo aumentar, é praticamente impossível caminhar, reduzindo significativamente os efeitos dinâmicos.

3.2.2.2.3. Classe de Conforto

O HIVOSS sugere quatro classes de conforto distintas baseadas na gama de acelerações limite. Estas são definidas na tabela 3.5:

Classe de conforto	Grau de conforto	Aceleração vertical [m/s ²]	Aceleração lateral $a_{L,máx}$ [m/s ²]
CL1	Máximo	$a_{v,máx} < 0,50$	$a_{L,máx} < 0,10$
CL2	Médio	$0,5 \leq a_{v,máx} < 1,0$	$0,1 \leq a_{L,máx} < 0,3$
CL3	Mínimo	$1,0 \leq a_{v,máx} < 2,5$	$0,3 \leq a_{L,máx} < 0,8$
CL4	Desconforto inaceitável	$a_{v,máx} \geq 2,50$	$a_{L,máx} \geq 0,80$

Tabela 3.5 - Classes de conforto propostas pelo HIVOSS [2]

3.2.2.2.4. Amortecimento estrutural

O amortecimento de uma estrutura resulta da capacidade de dissipação de energia no interior da mesma, sendo caracterizado através da diminuição das oscilações da estrutura ao longo do tempo [2, 10]. O amortecimento, além de depender das propriedades dos materiais utilizados e das condições de apoio, é fortemente influenciado pelos elementos não estruturais, como as guardas e o pavimento. Devido aos diferentes mecanismos de dissipação de energia presentes numa estrutura, a caracterização deste parâmetro é de extrema dificuldade, podendo apenas ser rigorosamente determinado através de medições realizadas após a construção da ponte [2].

No caso da ponte em estudo, a definição deste parâmetro é de extrema dificuldade. A elevada idade dos materiais, a complexa interação entre os arames entrelaçados artesanalmente e o estado de degradação dos materiais e ligações da ponte, são alguns dos fatores que contribuem para a incerteza na determinação do amortecimento estrutural.

3.2.2.2.5. Aceleração máxima

É então necessário verificar a aceleração máxima para cada situação de projeto. A aceleração pode ser calculada através de diversos métodos. No entanto, é sugerido que se utilize um dos seguintes métodos:

- Método do oscilador de 1 grau de liberdade;
- Método dos elementos finitos;
- Método dos espectros de resposta.

O método que será utilizado na análise da ponte em estudo será o método dos elementos finitos, recorrendo à modelação elaborada no programa *Robot Structural Analysis 2017*. Neste método, as acelerações são obtidas recorrendo a modelos de cargas harmónicas.

O HIVOSS sugere dois modelos de carga distintos em função da densidade:

- Modelo de carga para TC1 a TC3: $d < 1 \text{ P/m}^2$
- Modelo de carga para TC4 e TC5: $d \geq 1 \text{ P/m}^2$

Estes modelos simulam o fluxo de peões através de uma ação distribuída uniforme harmónica, $p(t)$:

$$p(t) = P \cdot \cos (2\pi \cdot f_s \cdot t) \cdot n' \cdot \Psi \quad (3.17)$$

Onde:

$P \cdot \cos (2\pi \cdot f_s \cdot t)$ – é a ação harmónica devida a um peão isolado

P – é a componente da força devida a um peão isolado com frequência da passada f_s

f_s – é a frequência da passada, a qual se assume igual à frequência natural da ponte

n' – é o número de peões equivalente sobre a superfície carregada S

S – é a área da superfície carregada

Ψ – é o coeficiente de redução, que tem em conta a distância entre a frequência da passada e a gama crítica das frequências naturais em consideração, estando definido de acordo com o apresentado na figura 3.10.

Para a simulação de um fluxo contínuo de peões, o modelo tem de ter em conta as diferentes fases e frequências dos indivíduos e os diferentes modos de vibração da ponte. Assim, é necessário calcular o número equivalente de peões que, uniformemente distribuídos no tabuleiro da ponte e em fase com a frequência natural da estrutura, produzem o mesmo efeito que um grupo aleatório. O número equivalente de peões pode ser calculado através das expressões apresentadas na tabela 3.6 [17]:

n'	Densidade
$\frac{10,8 \cdot \sqrt{N \cdot \xi}}{S}$	$d < 1,0 \text{ P/m}^2$
$\frac{1,85 \cdot \sqrt{N}}{S}$	$d \geq 1,0 \text{ P/m}^2$

Tabela 3.6 – Número equivalente de peões em função da densidade pedonal

Onde:

N é o número de peões na ponte ($N = d \times \text{área do tabuleiro}$)

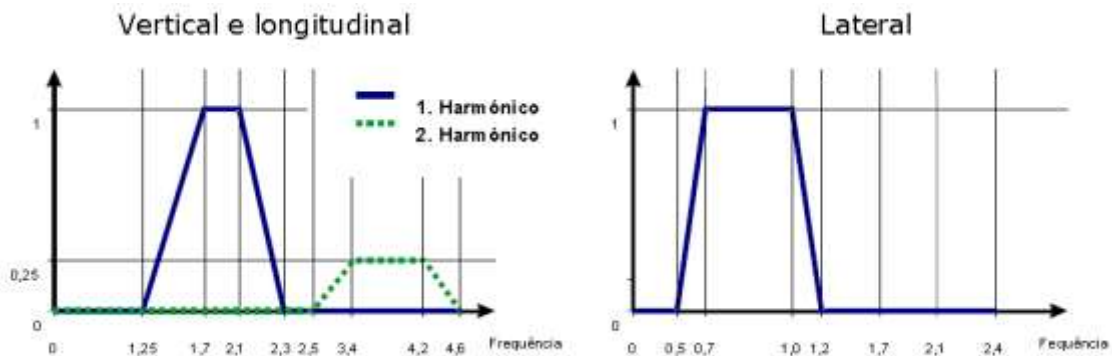


Fig. 3.11 – Representação gráfica da variação do coeficiente de redução Ψ

ξ é coeficiente de amortecimento da estrutura.

Os valores a adotar para a componente da força devida a um peão isolado estão descritos na tabela 3.7:

	Vertical	Longitudinal	Lateral
P [N]	280	140	35

Tabela 3.7 – Valores a adotar para a componente da força de um peão isolado

A simulação do fluxo de peões consiste em distribuir o número equivalente de peões pelo tabuleiro da ponte e aplicar a cada peão uma força com o sentido igual ao sentido da deformada do modo em questão de maneira a calcular a aceleração máxima em ressonância, conforme se verifica na figura 3.11.

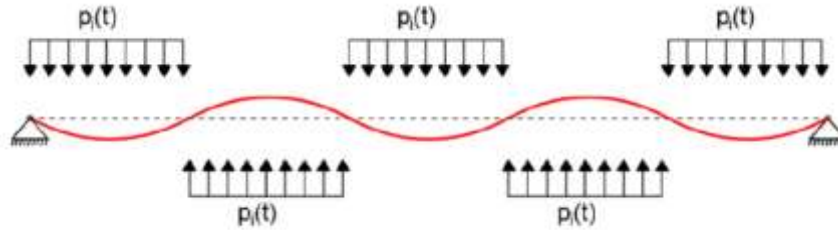


Figura 3.12 – Aplicação da carga harmónica $p(t)$ de acordo com o modo de vibração i [9]

O fenómeno de sincronização forçada presenciado na ponte de Millenium impulsionou diversos testes e estudos. Concluiu-se que, para um modo sinusoidal de vibração horizontal e assumindo que os peões se encontram uniformemente distribuídos, o número crítico de peões que pode anular o amortecimento global e ampliar a resposta da estrutura, pode ser descrito pela seguinte equação [2, 10, 17]:

$$N = \frac{8\pi\xi mf}{K} \quad (16)$$

Onde:

ξ – é o amortecimento da estrutura

f – é a frequência natural transversal

m – é a massa modal deste modo de vibração

K – é a constante de proporcionalidade ($K=300\text{Ns/m}$ no caso da ponte de Millenium)

4

CARATERIZAÇÃO DA PONTE EM ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

A ponte pedonal em estudo, construída sobre o rio Tâmega, encontra-se numa zona que será inundada pela construção de uma albufeira de um aproveitamento hidroelétrico. A ponte será transferida para outro local que providencie características semelhantes ao atual, mas pretende-se que a mesma seja incluída num percurso pedestre, o que se traduz num aumento da densidade pedonal esperada.

Este capítulo pretende descrever as condições da localização atual da ponte, bem como do material que a constitui e o seu estado de degradação e ainda analisar o sistema estrutural utilizado. Esta caracterização vai permitir analisar o comportamento estrutural e dinâmico da ponte em estudo de modo a verificar se a mesma garante as condições exigidas nos regulamentos.

4.2. DESCRIÇÃO DA PONTE

A ponte pedonal, tal como referido na seção 2.2.1.2, tem um vão de 57,5m. O tabuleiro em madeira encontra-se suspenso por cabos, apoiados em torres de cantaria de granito. O tabuleiro tem 1,5m de largura e as guardas têm 0,90m de altura, conforme ilustrado na figura 4.1.



Fig. 4.1 – Vista transversal da ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega

4.2.1. SISTEMA ESTRUTURAL

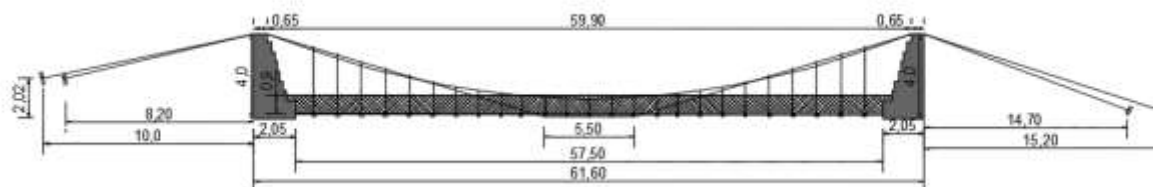


Fig. 4.2 – Alçado da ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega

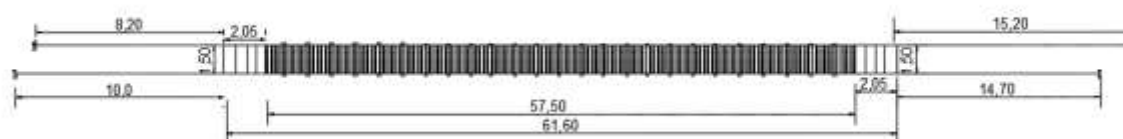


Fig. 4.3 – Planta da ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega

O sistema estrutural de suspensão da ponte consiste em dois cabos parabólicos e dois cabos retos que sustêm apenas a parte central do tabuleiro. Os cabos parabólicos eram inicialmente constituídos por arames entrelaçados artesanalmente, aos quais foram posteriormente adicionados cabos de aço. Os cabos que apresentam configuração reta, apesar de também serem constituídos por arames entrelaçados, aparentam ser mais recentes que os cabos originais, tendo sido colocados, provavelmente, numa das reabilitações da ponte. Os cabos parabólicos suspendem o tabuleiro de madeira através de pendurais de altura variável que permitem que este seja praticamente horizontal.

Nos encontros, os pilares são constituídos por cantaria de granito na margem sul e alvenaria de granito na margem norte. A configuração do cabo deve-se ao apoio deste nas torres. Através das medições realizadas na visita à ponte, foi possível verificar que a ponte não é simétrica, três pilares sustentam os cabos a 4m de altura, em relação ao tabuleiro, sendo que o cabo ancorado a sudeste está suspenso a uma altura de 3,78m.

Verifica-se também que a configuração parabólica apresentada pelos cabos, apesar de semelhante, possui flechas distintas do lado oeste e este. Outras assimetrias verificadas devem-se à degradação apresentada pelos materiais estruturais sendo possível identificar, por exemplo, pendurais que não se encontram em funcionamento.

4.2.2. CABOS

Os cabos estruturais em aço são geralmente constituídos por vários cordões, sendo cada cordão formado por diversos fios de aço pré-fabricados. O tipo de cordão mais comum é o cordão de sete arames, ou *seven-wire strand*, onde um arame se encontra no centro, sendo envolvido pelos outros seis em forma de espiral [14]. O cabo de aço utilizado foi caracterizado em [9] como sendo *structural wire rope*. A disposição dos cordões neste tipo de cabo é semelhante à disposição dos arames no cordão de sete arames. É constituído por um cordão central e por mais seis cordões enrolados ao central em forma de hélice. Este tipo de cabo geralmente só é utilizado para auxílio na construção devido à reduzida capacidade resistente. É caracterizado por um módulo de elasticidade reduzido, de cerca de 125GPa, e por apresentar uma reduzida resistência à corrosão.

Através de ensaios realizados em arames de uma ponte suspensa localizada em Rebordelo com características semelhantes à ponte em estudo [18], é possível obter uma caracterização aproximada dos arames que constituem o sistema estrutural da ponte suspensa.

Os resultados das grandezas mecânicas exibem elevados desvios padrão revelando a disparidade das características dos arames utilizados. Isto explica-se pelo facto dos cabos terem sido elaborados artesanalmente e pelas diferentes condições de exposição e estado de tensão que cada arame está sujeito. Apesar disso, o valor sugerido para a tensão resistente de cálculo é 214,7MPa e o módulo de elasticidade considerado é 171,2GPa. Foi ainda possível concluir, através do tipo de rotura verificado, do coeficiente de estrição e do gráfico tensão/extensão obtidos, que o aço utilizado apresenta elevada ductilidade.

Na visita à ponte foi possível verificar que os cabos de reforço utilizados, apesar de semelhantes ao cabo estrutural descrito, são constituídos por um núcleo de fibras, conforme se verifica na figura 4.4.



Fig. 4.4 – Promenor no núcleo de fibras do cabo de aço

Os cabos de aço e os cabos compostos por arames dispostos na configuração parabólica têm 20mm e 30mm de diâmetro, respetivamente. Os cabos de arames com configuração reta têm 22mm de diâmetro. Os pendurais apesar de díspares, têm cerca de 13 mm de diâmetro e encontram-se ligados a travessas de madeira maciça dispostas transversalmente, de 7 x 11,5 cm, que permitem a sustentação o tabuleiro. Os pendurais estão espaçados de forma irregular, variando maioritariamente entre 1 e 1,2m. Estes elementos encontram-se ilustrados na figura 4.5.



Fig. 4.5 – Pormenor dos cabos utilizados na ponte

Na visita à ponte foi possível verificar o estado de degradação dos cabos, apresentando-se dois exemplos na figura 4.6. Os dois cabos parabólicos constituídos por arames e a maioria dos pendurais são os elementos que se encontram em mais elevado grau de degradação. Foi referido previamente que vários pendurais mais antigos já não se encontram em funcionamento, tendo sido parte deles reforçados com arames mais recentes contribuindo para a disparidade de diâmetros mencionada.



Fig. 4.6 – Pormenor dos pendurais que não se encontram em funcionamento

Em diversas zonas os pendurais encontram-se inclinados, como se pode verificar na figura 4.7. Isto explica-se pelas possíveis variações de comprimento experimentadas pelos cabos de suspensão ao longo do tempo, devido as ações externas. É ainda relevante referir que existem diversas árvores nas imediações das torres que permitem a suspensão dos cabos estruturais, cujos troncos estão em contacto com os cabos, interferindo com a geometria e estado de tensão destes, expondo um exemplo na figura 4.8.



Fig. 4.7 – Pormenor de um pendural inclinado



Fig. 4.8 – Pormenor de um ramo a interferir com o normal funcionamento do cabo de suspensão da ponte

4.2.3. TABULEIRO

As madeiras caracterizam-se por apresentarem uma massa volúmica reduzida em comparação com o módulo de elasticidade e propriedades mecânicas. Este material assume um comportamento elástico onde, até certo limite das ações atuantes, a forma original é retomada quando a ação é removida.

A madeira é um material combustível na medida em que oferece diminuta resistência ao fogo. Apesar disso, quando corretamente dimensionadas, as estruturas em madeira exibem comportamento ao fogo superior à dos outros materiais. A razão para este fenómeno justifica-se pelo facto de a madeira, ao arder ir reduzindo gradualmente a seção ao invés de, por exemplo, o aço, que quando exposto ao fogo, perde rigidez e resistência muito rapidamente.

Sendo a madeira um material orgânico, é necessário ter em conta que, em amostras da mesma espécie de madeira, as propriedades exibidas podem ser bastante díspares. Propriedades físicas que caracterizam este material como densidade, dureza, resistência mecânica, permeabilidade e trabalhabilidade são características inerentes à espécie em causa. Outras características são comuns a todas as espécies, como a suscetibilidade ao ataque de fungos e insetos e a inflamabilidade [22].

Em relação à capacidade resistente, a madeira resiste cerca de duas vezes mais a esforços de tração que de compressão. Estas resistências podem distinguir-se ainda nas direções axiais e transversais. Na tabela 4.1 encontram-se reunidas algumas características mecânicas da madeira:

Direção	Resistência			Módulo de Elasticidade [GPa]
	Compressão [MPa]	Tração [MPa]	Flexão [MPa]	
Axial	25 – 95	50 – 160	55 - 160	2,5 – 17
Transversal	1 – 20	1 – 7		0,3 – 0,6

Tabela 4.1 – Características mecânicas da madeira [22]

É possível concluir que a resistência à compressão axial é aproximadamente quinze vezes superior à resistência à compressão transversal. Em relação à resistência à tração, a relação entre as duas direções é ainda mais díspar, relevando-se a resistência na direção axial cerca de cinquenta vezes superior à resistência na outra direção.

As tensões de corte, são geradas nos planos axial (longitudinal) e transversal, sendo a resistência ao corte axial caracterizada pelo intervalo 2 a 5 MPa e a resistência ao corte transversal três a quatro vezes superior a este valor.

A resistência à flexão da madeira é geralmente mais elevada que a resistência da maioria dos materiais utilizados na construção, apesar de ser mais reduzida que a resistência à flexão apresentada pelos metais [22]. Esta resistência pode ser caracterizada pelo módulo de rotura, ou tensão de cedência, e verifica-se que apresenta valores semelhantes à resistência à tração axial.

A madeira que integra o tabuleiro foi identificada como sendo pinho tratado [18]. Esta espécie é resinosa, o que significa que é uma árvore de crescimento rápido, o que a torna apelativa em termos de empregabilidade. Por outro lado o rápido crescimento traduz-se em baixa densidade e capacidades mecânicas.

O pinho caracteriza-se por ter capacidade de alertar para o risco de rotura quando submetido a esforços

de compressão axial. Apesar da elevada resistência à tração, esta não é geralmente utilizada uma vez que, também desenvolve tensões de corte em simultâneo.

Uma vez que a madeira utilizada na ponte foi identificada como sendo pinho tratado, torna-se relevante mencionar que o tratamento térmico tem consequências nas características previamente descritas. Através de um ensaio levado a cabo pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil a uma amostra de pinheiro tratado termicamente, é possível verificar que após o tratamento, a humidade de equilíbrio diminui à medida que aumenta a estabilidade dimensional. O módulo de elasticidade, só tende a variar em tratamentos mais severos, e por isso não apresenta alterações relevantes, ao contrário da resistência mecânica que sofre uma diminuição. É possível verificar, por exemplo, que a tensão de rotura por flexão diminui de 157MPa para 126MPa, antes e depois do tratamento, respetivamente [23].

O tabuleiro é composto por pranchas de madeira dispostas longitudinalmente, com secção 20 x 4 cm. Por cima das tábuas de madeira foram ainda colocadas ripas transversais com secção 5 x 3 cm, de modo a tornar a superfície do tabuleiro antiderrapante e a melhorar a repartição das cargas aos elementos longitudinais, como exemplificado nas figuras 4.9 e 4.10.



Fig. 4.9 - Tabuleiro da ponte



Fig. 4.10 - Vista inferior do tabuleiro da ponte

Na visita também foi possível verificar que em ambas as margens, o início do tabuleiro está parcialmente coberto por areia, como mostra a figura 4.11. Uma vez que a ponte é leve, este acréscimo de massa pode ter relevância no cálculo das frequências.



Fig. 4.11 – Areia existente no tabuleiro

4.2.4. ENCONTROS

A suspensão dos cabos estruturais realiza-se recorrendo a dois pilares em cantaria de granito, conforme se verifica na fig. 4.12. A largura dos blocos de granito diminui gradualmente desde a base até ao topo. Esta disposição confere elevadas propriedades mecânicas permitindo resistir às forças de compressão que os cabos transmitem.



Fig. 4.12– Torre na margem sul

As pedras, a nível estrutural, encontram-se em relativo bom estado de conservação apesar de apresentarem algumas fissuras. Parte destas fissuras foram preenchidas com argamassas, sendo também possível observar, na figura 4.13, a introdução de “gatos” em ferro. A localização destes elementos, na zona inferior das torres, sugere que a intervenção se deveu ao esforço provocado pela guarda que se encontra fixa às torres na zona em questão



Fig. 4.13 – Pormenor dos gatos utilizados

As ancoragens dos cabos parabólicos foram executadas na rocha existente no terreno, enquanto os cabos retos, adicionados posteriormente, encontram-se ancorados nos pilares de granito, como é possível verificar na figura 4.14 e 4.15. Estes cabos adicionais, ancorados nas torres de granito, provocam esforços acrescidos tanto nas torres como nos cabos parabólicos ancorados no terreno uma vez que, necessitam de transmitir tanto a componente vertical como a componente horizontal que os caracterizam.

É ainda possível observar o estado de degradação das ancoragens dos cabos de arames e verificar que na intervenção realizada na ponte, foram executadas novas ancoragens para os cabos de aço. Verifica-se ainda, em diversas fotografias apresentadas, a elevada vegetação existente tanto nas torres de granito como nas imediações destas.

A ancoragem dos quatros cabos distingue-se nas cotas e distâncias exibidas, traduzindo-se nos comprimentos dos cabos de retenção apresentados na tabela 4.2:

Identificação	Tipo Cabo	Comprimento [m]
NE	Arames	8,2
	Aço	8,55
NW	Arames	10,23
	Aço	10
SE	Arames	15,22
	Aço	15,9
SW	Arames	14,7
	Aço	14,7

Tabela 4.2 – Comprimentos dos cabos de retenção



Fig. 4.14 – Ancoragens dos cabos de retenção (esquerda) e ancoragem dos cabos retos (direita)



Fig. 4.15 – Ancoragens no lado norte

4.2.5. ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS E ELEMENTOS DE LIGAÇÃO

O único elemento não estrutural desta ponte é a guarda. Esta tem 90cm de altura e é composta por uma rede de arame zincado composta por uma malha com 4mm de diâmetro ligada a um cabo longitudinal também em aço, com 14mm de diâmetro, como é possível verificar nas figuras 4.5 e 4.6. A ligação da guarda às torres encontra-se ilustrada na figura 4.16. Os únicos acessórios usados são os cerra-cabos, sendo utilizados na ligação entre os dois cabos parabólicos (cabo de arames e cabo aço). Ao longo do vão existem 42 cerra-cabos enquanto nos cabos de retenção o número varia entre 5 e 7 ao longo dos diferentes comprimentos. Na figura 4.17 é possível observar em pormenor um dos cerra-cabos utilizados.

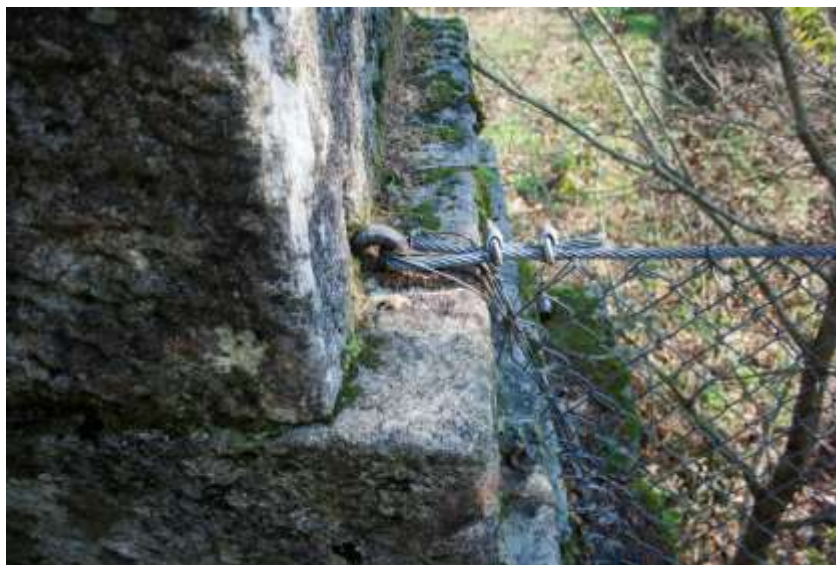


Fig. 4.16 – Pormenor da ligação das guarda à torre de granito



Fig. 4.17 – Pormenor de um cerra-cabos utilizado

5

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

5.1. INTRODUÇÃO

O comportamento dinâmico da ponte foi caracterizado através de um ensaio experimental realizado no dia 30 de março de 2017. Efetuaram-se ensaios de identificação de parâmetros modais que permitiram calibrar e validar o modelo de elementos finitos que reproduz o comportamento dinâmico da ponte em estudo.

Este capítulo descreve os ensaios realizados e os resultados obtidos, permitindo caracterizar as propriedades dinâmicas da estrutura.

5.1.1. AVALIAÇÃO DE PROPRIEDADES DINÂMICAS DA PONTE PEDONAL

A metodologia HIVOSS distingue dois níveis de complexidade para a caracterização experimental do comportamento dinâmico, de acordo com a finalidade pretendida. O nível 1 refere-se à identificação dos principais parâmetros estruturais, com a finalidade de calibrar modelos numéricos ou sintonizar dispositivos de controlo. O nível 2 está associado às medições da resposta dinâmica da estrutura face à ação pedonal de maneira a verificar se verifica os valores exigidos nos critérios de conforto.

Os ensaios de nível 1 permitem a identificação de frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento da estrutura. Distinguem-se entre três tipos de ensaio:

- Ensaio de vibração forçada
- Ensaio de vibração livre
- Ensaio de vibração ambiental

Os ensaios de vibração forçada caracterizam-se por permitirem obter os resultados mais precisos, ao basearem-se em técnicas de análise modal que possibilitam que as excitações e as respostas sejam controladas. Esta precisão é fundamental na definição do coeficiente de amortecimento uma vez que este parâmetro é o mais complexo de identificar. Os ensaios de vibração livre, em alternativa aos anteriores, registam a resposta da estrutura após uma ação súbita, como a libertação de um cabo tracionado, fornecendo estimativas também bastante precisas do coeficiente de amortecimento.

Por último, os ensaios de vibração ambiental, apesar da elevada precisão dos sensores atualmente, ainda podem estar associados a erros significativos na determinação do coeficiente de amortecimento.

No entanto estes ensaios são atrativos, na medida em que requerem poucos recursos. Os erros associados a estes ensaios prendem-se com a suposição de que as frequências das ações ambientais correntes, que são a única fonte de excitação do ensaio, encontram-se situadas e igualmente distribuídas na gama de frequências em estudo. Por outro lado, caso as frequências obtidas sejam próximas, os modos obtidos apresentam sobreposições que têm de ser consideradas.

Na visita à ponte foi realizado um ensaio de vibração ambiental utilizando apenas dois sismógrafos. Um sismógrafo manteve-se fixo, encostado à guarda do lado Este do tabuleiro da ponte, aproximadamente a meio vão, enquanto o outro sismógrafo foi colocado sucessivamente em determinados pontos do tabuleiro. Estes ensaios são realizados preferencialmente com a ponte fechada ao trânsito de peões e depois de ser elaborada uma análise dinâmica prévia. Através de um modelo de elementos finitos, elaborado através de dados recolhidos numa anterior visita à ponte, foi possível estimar as frequências naturais e modos de vibração, de maneira a instrumentar os locais onde se prevê a resposta máxima. Apesar de apenas se posicionar o segundo sismógrafo em metade do tabuleiro, a alternância entre o lado montante e jusante em cada posição, permite ainda identificar com relativa fiabilidade, os principais modos de torção. As posições escolhidas podem ser identificadas no esquema da fig. 5.1 e recorrendo à tabela 5.1, sendo as distâncias relativas à torre a norte:

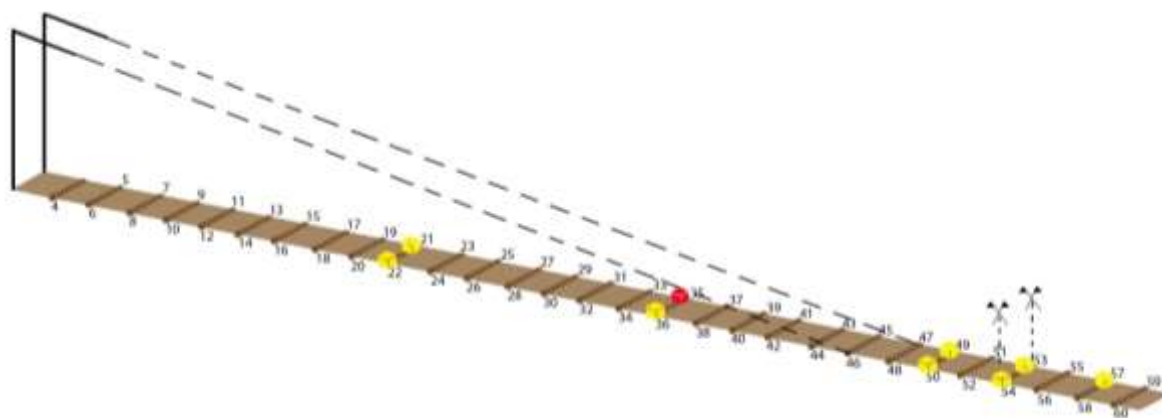


Fig. 5.1 – Esquema da numeração utilizada no ensaio experimental

Sismógrafo	Nó	Distância [m]
1	35	18,8
2	21	10,50
	22	
	49	26,53
	50	
	53	28,72
	54	
	57	30,91
	58	

Tabela 5.1 – Posição dos sismógrafos durante o ensaio de vibração ambiente

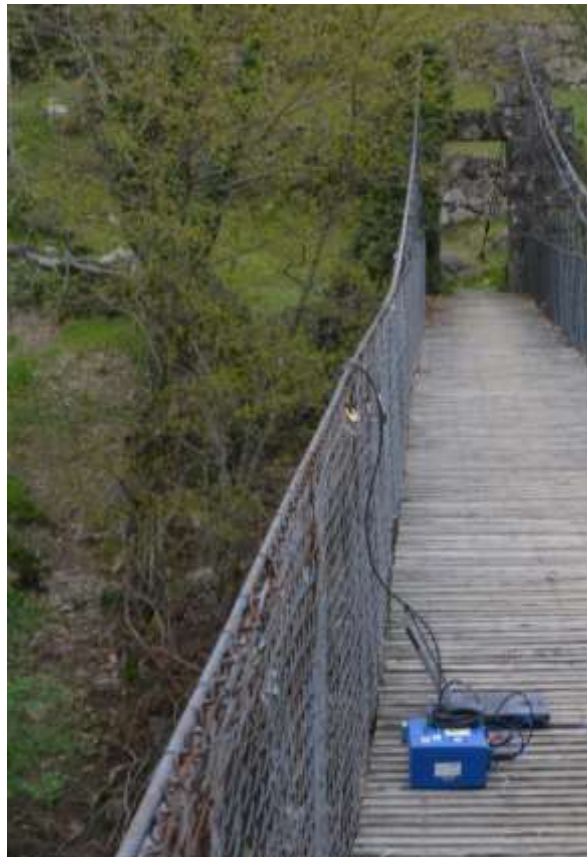


Fig. 5.2 – Sismógrafo instalado na ponte durante o ensaio

Atualmente estão disponíveis programas de processamento de sinal que possibilitam a identificação das componentes modais e dos coeficientes de amortecimento. Um exemplo disso é o programa ARTEMIS, utilizado no processamento dos dados recolhidos no ensaio realizado na ponte em estudo. O programa identifica os modos de vibração baseado em métodos de identificação estocástica em subespaços e de decomposição no domínio da frequência [16]. Os parâmetros modais obtidos no ensaio de vibração ambiental estão expostos na tabela 5.2. Refere-se que, nesta tabela, a caracterização dos modos de vibração em simétricos ou antissimétricos é aproximada, já que a ponte não é efetivamente simétrica.

De modo a verificar o comportamento dinâmico da estrutura, o parâmetro λ^2 , referenciado na seção 3.1.1, foi calculado, através dos dados fornecidos no capítulo 6, encontrando-se exposto na equação 5.1.

$$\lambda^2 = \left(\frac{m g L}{T} \right)^2 \cdot \frac{L}{\frac{T L_e}{E A_o}} = \left(\frac{5,72 \cdot 9,81 \cdot 59,8}{75} \right)^2 \cdot \frac{59,8}{\frac{75 \cdot 61,16}{86573,4}} = 3,55 \cdot 10^6$$

Através da representação gráfica facultada na figura 3.3, verifica-se que a grandeza do resultado está associada a estruturas cujo primeiro modo é antissimétrico, tal como verificado nos ensaios experimentais.

Modo	Frequência [Hz]	Amortecimento [%]	Caracterização
1	0,849	1,694	1º Modo antissimétrico vertical
2	1,055	2,62	1º Modo simétrico vertical
3	1,433	1,195	2º Modo simétrico vertical + 1º Modo antissimétrico de torção
4	1,495	1,889	2º Modo simétrico vertical + 1º Modo antissimétrico de torção
5	1,787	-	Modo antissimétrico vertical e modo simétrico de torção
6	1,877	1,094	Modo antissimétrico vertical e modo simétrico de torção
7	1,919	1,686	Modo vertical

Tabela 5.2 – Frequências obtidas nos ensaios experimentais

De maneira a melhorar a estimativa dos coeficientes de amortecimento, foi ainda realizado um ensaio simples de vibração livre. Neste ensaio a resposta da estrutura em vibração livre é registada, permitindo calcular o coeficiente de amortecimento através do decréscimo das amplitudes de oscilação. O ensaio consiste em posicionar um peão num ponto fixo onde através de saltos ou a fletir os joelhos, introduz na ponte uma resposta ressonante do modo em questão, que interrompe subitamente.

No ensaio realizado, o peão encontrava-se posicionado a meio vão onde, através da excitação, com frequência 1,86Hz, obteve-se um coeficiente de amortecimento de 2,5%. Verifica-se na tabela 5.2, que no ensaio de vibração ambiente, o modo identificado com uma frequência semelhante, 1,877Hz, mobiliza um coeficiente de amortecimento de 1,1%, revelando-se bastante díspar do valor agora obtido.

O coeficiente de amortecimento modal é calculado com base no gráfico apresentado na figura 5.3, efetuando um ajuste da curva envolvente da resposta por uma função exponencial $e^{A t}$. O argumento desta função relaciona-se com o coeficiente de amortecimento ξ através de:

$$A = -\xi \omega$$

onde ω é a frequência circular da oscilação.

Na medida em que os sinais recolhidos durante o ensaio de vibração ambiental têm uma amplitude muito baixa, faz sentido que o amortecimento associado seja também mais baixo. No ensaio de vibração livre, uma vez que as amplitudes das oscilações são ampliadas para cerca de 3m/s^2 , o amortecimento aumenta na medida em que aumenta o atrito entre os elementos da ponte, como os arames dos cabos e o guarda-corpos.

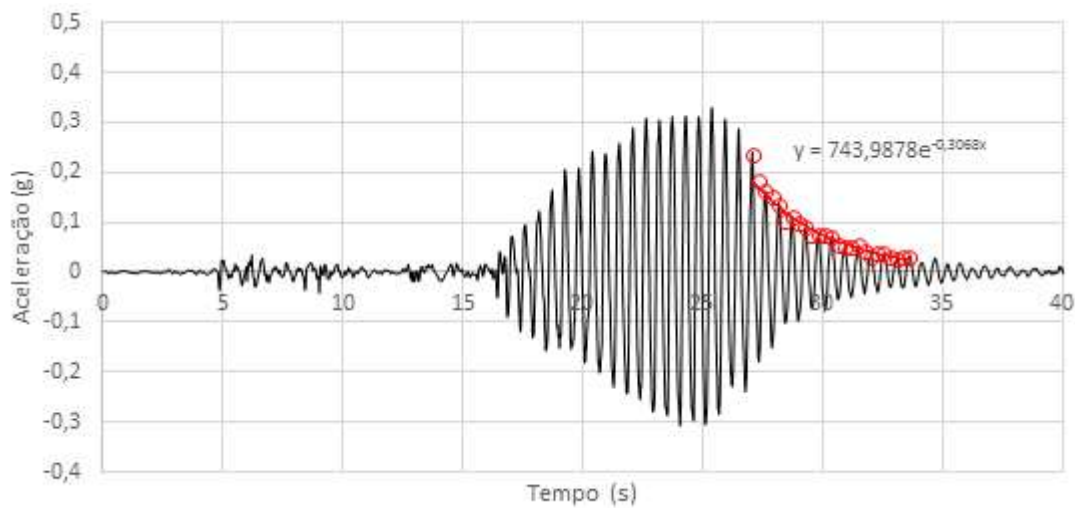


Fig. 5.3 – Representação gráfica da resposta em vibração livre após excitação por saltos com frequência 1,86Hz.

Posteriormente, vários tipos de movimentos de um peão isolado a percorrer a ponte foram analisados. Como alternativa a ensaios de vibração mais complexos, diversas passagens em caminhada com passadas definidas de modo a entrar em ressonância com as frequências naturais da ponte, foram efetuadas.

A passagem efetuada com uma passada normal, isto é, sem intenção de sincronizar a frequência da passada com a frequência da estrutura, originou acelerações verticais de $1,50\text{m/s}^2$, estando a resposta ilustrada na figura 5.4.

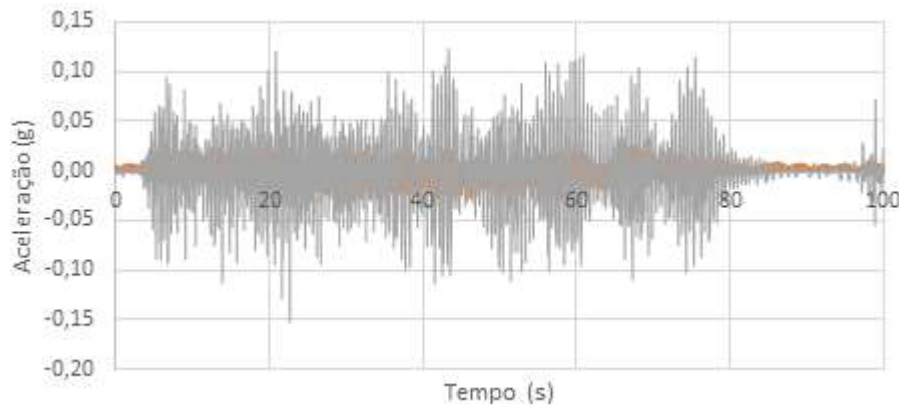


Fig. 5.4 – Série temporal da aceleração obtida durante a passagem de um peão com passada normal

De seguida, recorrendo a um metrônomo, a frequência da passada foi acertada para 2Hz, registrando-se a resposta da estrutura, apresentada na figura 5.5. A aceleração máxima obtida foi de $2,73\text{m/s}^2$.

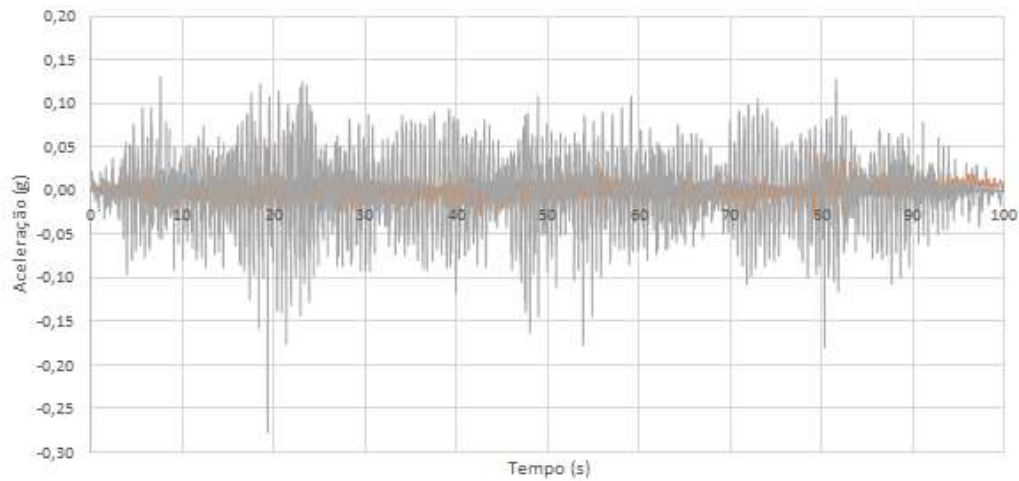


Fig. 5.5 – Série temporal da aceleração obtida durante a passagem de um peão com frequência igual a 2Hz

Por último, a resposta da estrutura quando excitada em ressonância subitamente interrompida, atingiu uma aceleração máxima de $3,35\text{m/s}^2$, encontrando-se representada na figura 5.6.

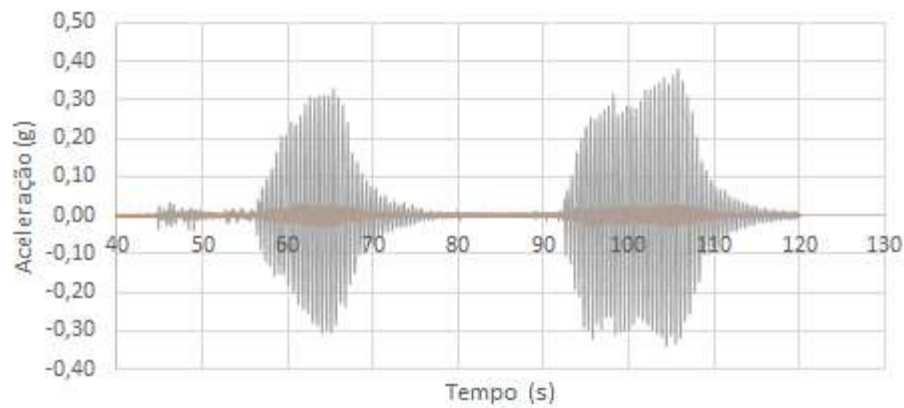


Fig. 5.6 – Série temporal da aceleração obtida durante a passagem excitação em ressonância subitamente interrompida

A força nos cabos de retenção foi estimada recorrendo a acelerómetros, estando este ensaio ilustrado na figura 5.7.

Considerando que os dois cabos, cabo de aço e cabo de arames, totalizam uma massa de $5,9\text{kg/m}$, a aplicação da lei das cordas vibrantes, relacionando a frequência de vibração f do cabo com a força T no cabo, com a sua massa m e o comprimento de corda L , permite estimar a força nos cabos através de:

$$f_i = \frac{1}{2iL} \sqrt{\frac{T}{m}}$$

Resultando nas estimativas da força nos cabos apresentada na tabela 5.3.



Fig. 5.7 – Acelerómetros instalados no cabo durante o ensaio experimental

Localização	Força [kN]
NE	77,44
NW	66,64
SE	68,57
SW	68,05

Tabela 5.3 – Estimativa da força nos cabos através dos resultados obtidos com os acelerómetros

6

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DA PONTE

6.1. INTRODUÇÃO

De maneira a poder analisar o comportamento dinâmico da ponte em estudo, foi elaborada uma modelação da ponte recorrendo a um modelo numérico de elementos finitos tridimensionais no programa *Robot Structural Analysis* 2017, da Autodesk. O modelo foi calibrado através dos dados apresentados no capítulo anterior referentes à caracterização experimental da ponte, de modo a reproduzir o comportamento dinâmico da estrutura.

Este capítulo descreve detalhadamente a modelação elaborada e apresenta os resultados dos parâmetros de comportamento dinâmico obtidos no modelo.

6.2. DESCRIÇÃO DO MODELO

Apesar do programa disponibilizar a funcionalidade de cabos permitindo modelar estes elementos tendo em conta a não linearidade que os caracteriza, recorreu-se a elementos de barra para a simulação dos cabos de suspensão da ponte em estudo. Esta simplificação só é possível devido à reduzida secção que os cabos apresentam, permitindo que a única rigidez mobilizada seja a axial. Na figura 6.1 apresenta-se a vista geral do modelo desenvolvido.



Fig. 6.1 – Modelo de elementos finitos da ponte de Santo Aleixo de Além Tâmega

A flecha medida no local, de aproximadamente 3,20m, variando com as diferenças nas alturas das torres de granito mencionadas em 4.2.4, permitiu definir a geometria do cabo. A utilização de elementos de barra permite maior facilidade na definição da geometria dos cabos. Esta foi definida recorrendo a uma folha de cálculo em Visual Basic (Excel), utilizando a equação da curva catenária apresentada na equação 3.8, resultando na curva apresentada na figura 6.2.

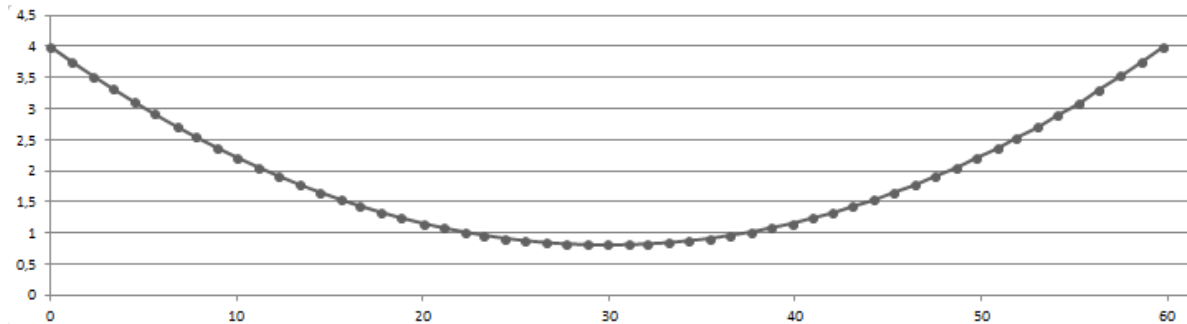


Fig. 6.2 – Curva catenária utilizada na definição da geometria dos cabos de suspensão

O tabuleiro foi modelado através de elementos de casca discretizados em elementos finitos com 8 nós, assumindo que, entre cada pendural, existe um elemento de casca independente. Fez-se coincidir os nós exteriores de cada laje com os nós dos pendurais correspondentes. Cada pendural está ainda ligado à correspondente barra rígida transversal que simula o efeito das traves transversais de madeira maciça mencionadas em 4.2.2. Os elementos de barra que simulam os cabos de suspensão encontram-se articulados entre si de modo a simular o comportamento real de um cabo. Este aspeto traduz-se em dificuldades acrescidas na modelação uma vez que condiciona as ligações entre os diversos elementos que constituem o tabuleiro, de modo a garantir a solução do problema.

Numa fase prévia o tabuleiro era modelado através de 52 lajes de 7cm de espessura (considerando a totalidade das espessuras das tábuas e ripas de madeira), encontrando-se articulado a cada dois painéis de modo a tentar recriar a rigidez do tabuleiro caracterizada experimentalmente. Porém, a gama de frequências obtida era superior à verificada experimentalmente e, uma vez que não era possível aumentar os graus de liberdade entre lajes sem tornar a estrutura hipostática, a solução passou por separar os 7mm de espessura do tabuleiro em lajes de espessuras distintas. A gama pretendida foi obtida ao utilizar um painel contínuo inferior com 3 mm de espessura ao qual se sobrepõem os 52 painéis de 4 mm, que permitem rotações entre painéis consecutivos em torno do eixo transversal da ponte. Esta opção está disponível no programa em *Geometry – Additional Attributes – Linear Releases*, podendo ser utilizada a opção pré-definida *Pinned*.

As diferentes ancoragens dos cabos de arame e dos cabos de aço, traduzem-se na existência de 8 cabos de retenção. Por simplificação, uma vez que no ensaio experimental foi possível verificar que geralmente apenas um dos cabos estava em funcionamento, apenas 4 ancoragens foram consideradas na modelação, assumindo os cabos uma secção semelhante à utilizada na modelação do cabo catenário. As forças estimadas nos cabos de retenção foram ajustadas, através da aplicação de uma extensão calculada em função do esforço em falta, através da equação 6.1, de modo a igualar os valores de tensão obtidos experimentalmente. Este ajuste, apesar de não influenciar diretamente as frequências ou os modos de vibração obtidos, define o comportamento da ponte quando está sujeita apenas ao peso próprio, verificando-se que assim o tabuleiro encontra-se praticamente horizontal nestas condições.

$$\Delta l = \frac{Nl}{EA} \quad (6.1)$$

Em 2.3.2, referiu-se a preferência em permitir pequenos deslocamentos longitudinais do cabo no topo dos pilares de modo a não gerar demasiados esforços na base dos mesmos. Este comportamento verifica-se na ponte em estudo, encontrando-se os cabos apenas pousados no topo das torres de granito. Aliado a esta característica, e como referido em 4.2.4, as dimensões consideráveis e a disposição dos blocos de granito que constituem as torres, dispensam verificações acrescidas dos possíveis esforços nas bases dos pilares. Assim, os pilares de granito foram modelados como elementos de barras tridimensionais.

Por outro lado, de maneira a simular a continuidade do cabo na ligação entre os elementos de barra que materializam o cabo parabólico do vão e o elemento de barra que simula o cabo de retenção, foi utilizada a função do programa *Geometry – Additional Attributes – Compatible Nodes*. Esta função permite libertar o movimento na direção longitudinal do tabuleiro, entre o nó de interseção dos elementos de barra que simulam o cabo e o topo dos pilares onde esta ligação ocorre. Esta função foi novamente utilizada no mesmo elemento mas desta vez permitindo que os elementos de barra que simulam o cabo auxiliar se desloquem na direção vertical em relação ao nó que representa o topo dos pilares, uma vez que estes se encontram ancorados nas próprias torres em granito.

A base dos pilares foi modelada através de elementos *column* e *beam*, recriando a geometria do bloco de granito que constitui a base das torres e o acesso ao tabuleiro da ponte. Na ligação entre o primeiro painel do tabuleiro da ponte e o elemento transversal da base das torres é permitida a rotação em torno do eixo x mas, uma vez que esta característica não era suficiente para simular a flexibilidade apresentada pelo tabuleiro, a secção do elemento da torre foi reduzida a dimensões simbólicas, alcançando o objetivo pretendido.

As guardas existentes na ponte, apesar de serem elementos não estruturais, poderão influenciar o comportamento dinâmico de pontes com uma gama de frequências bastante reduzida, como na ponte em estudo. A introdução deste elemento no modelo, influencia os resultados obtidos para os parâmetros de comportamento dinâmico. A introdução de elementos de barra, com secção equivalente à referida em 4.2.5 para o cabo em aço que incorpora este elemento, resulta num aumento considerável da gama de frequências obtida, podendo-se concluir que, na ponte em questão, este elemento não afeta o comportamento dinâmico da estrutura, tendo sido desprezado.

Após definida a geometria da ponte, procedeu-se à introdução dos apoios. Os pilares encontram-se encastrados nas bases, estando os elementos de barras que simulam os cabos impedidos de se deslocar em qualquer direção, permitindo apenas rotações.

Devido à complexidade associada em caracterizar o amortecimento intrínseco da estrutura, o valor do coeficiente de amortecimento adotado na modelação foi de 1,5%, uma vez que, este é aproximadamente o valor médio obtido experimentalmente nos diferentes modos de vibração da estrutura. O valor de amortecimento considerado nos modos de torção geralmente é menor, podendo ser considerado, por exemplo, 1%, mas devido às características da ponte, com possibilidade de dissipar energia mobilizando o atrito entre os múltiplos arames, foi novamente adotado o valor 1,5%.

6.3. CARATERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Na modelação da ponte foi utilizada a geometria descrita em 4.2, correspondendo cada secção utilizada nos diversos elementos do modelo à secção real que pretende simular.

- Cabos

Tipo de cabo	Diâmetro [mm]	Massa [kg/m]	Comprimento [m]	Área [cm ²]	Peso Próprio [kN]	Descrição
Cabos de aço	20	1,43	120,5	1,513	1,69	Cabo parabólico
	14	0,68	115	-	1,53	Cabo da guarda
Cabos de arames	30	4,29	120,5	5,41	5,07	Cabo parabólico
	22	2,26	120,79	2,79	2,68	Cabo reto
	13	0,85	208,2	1,05	1,74	Pendurais

Tabela 6.1 – Peso próprio associado aos cabos

Os valores utilizados para os cabos de aço foram consultados no livro Tabelas Técnicas [24] e os valores referentes aos cabos de arame foram retirados do catálogo *Bridon* [25] considerando o cabo *Spiral Strand*. Os comprimentos referidos na tabela estão a considerar a totalidade dos cabos, isto é, os cabos utilizados em ambas as bordas do tabuleiro. O comprimento do cabo com configuração reta foi estimado através dos alçados executados em AutoCAD tendo sido os restantes comprimentos estimados através das iterações realizadas recorrendo a uma folha de cálculo em Visual Basic (Excel), de modo a ajustar a configuração do cabo face à flecha medida no local.

O cabo de suspensão parabólico, apesar de incorporar cabos de arame e cabos de aço, com diferentes diâmetros, foi modelado como um cabo com 6,923 cm² de área, sendo a resultante das respetivas áreas.

- Tabuleiro

O peso volúmico considerado para a modelação da madeira foi 6kN/m³ uma vez que, no livro Tabelas Técnicas, é o valor a adotar para a madeira proveniente da espécie pinho.

Descrição	Dimensões [mm]	Peso Próprio [kN]
Travessas transversais	70 x 115 x 1700	4,19
Tábuas longitudinais	40 x 200	19,32
Ripas transversais	30 x 50 x 1500	0,698

Tabela 6.2 – Peso próprio associado ao tabuleiro

As ripas, como se pode ver na figura 4.9, apresentam um espaçamento muito reduzido tendo sido considerado por simplificação que preenchem 90% do tabuleiro.

- Elementos não estruturais

A guarda foi caracterizada como uma malha de 0,4cm e massa 1kg/m². Uma vez que apresenta uma altura de 90cm, o peso volúmico das duas redes é 0,0177kN/m.

A areia referida em 4.2.3. foi considerada na modelação com o peso volúmico de 1500kg/m^3 , sendo este um valor da gama associada a seca. No encontro a norte considerou-se acréscimo de carga devido a areia numa extensão de 2,8m com a altura das ripas, 30mm. No outro encontro a areia estende-se por aproximadamente 9m mas não preenche na totalidade os espaços entre ripas consecutivas, tendo-se considerado apenas meia altura, 15mm.

Descrição	Peso Próprio [kN/m^2]
Encontro a norte	0,4415
Encontro a sul	0,2207

Tabela 6.3 – Peso próprio associado à areia existente na superfície do tabuleiro

- Elementos de ligação

Os cerra-cabos foram considerados na modelação com uma massa de 0,42kg/unidade através do catálogo *Nauticabo* e, uma vez que existem 42 no vão, isso totaliza 173N.

Conclui-se que o peso próprio total da estrutura considerado na modelação é de apenas 0,719kN/m. Era de prever que o peso próprio fosse reduzido face à reduzida gama de frequências obtida nos ensaios experimentais. Na tabela 6.4 caracterizam-se as principais frequências, apresentando-se nas figuras 6.3 a 6.12, as configurações dos modos de vibração obtidos através do modelo de elementos finitos.

Modo	Frequências [Hz]	Descrição
1	0,855	1º Modo antissimétrico vertical
2	0,942	1º Modo simétrico vertical
3	1,186	1º Modo simétrico horizontal transversal
4	1,501	2º Modo antissimétrico vertical
5	1,561	2º Modo simétrico de torção
6	1,699	2º Modo simétrico vertical e 1º Modo antissimétrico de torção
7	1,744	2º Modo simétrico vertical e 1º Modo antissimétrico de torção
8	2,003	Modo simétrico vertical
9	2,265	Modo antissimétrico vertical e modo simétrico de torção
10	2,295	Modo antissimétrico vertical e modo simétrico de torção

Tabela 6.4 – Caracterização das frequências e modos de vibração identificados através da modelação

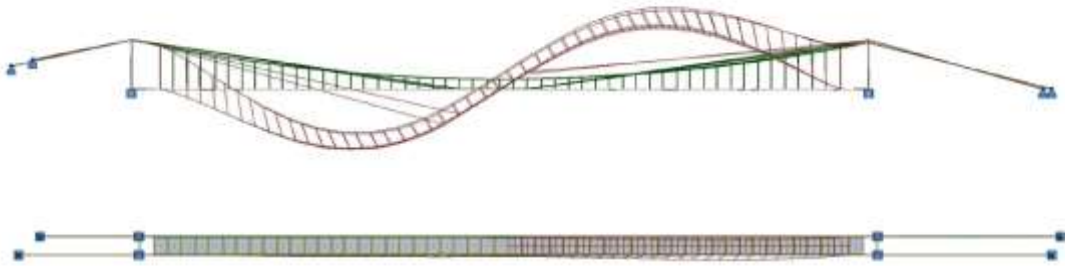


Fig. 6.3 – Representação em alçado e planta da configuração do 1º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 0,855\text{Hz}$)

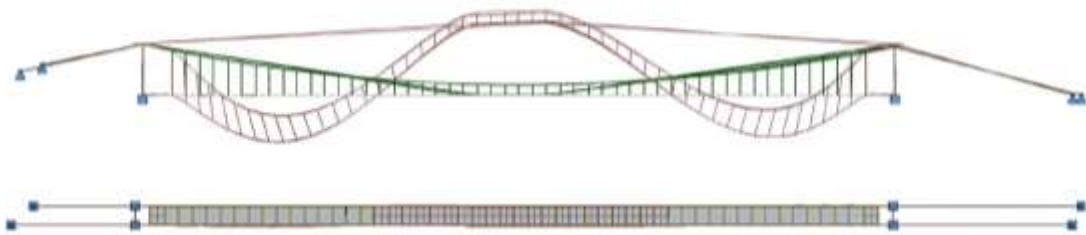


Fig. 6.4 – Representação em alçado e planta da configuração do 2º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 0,942\text{Hz}$)

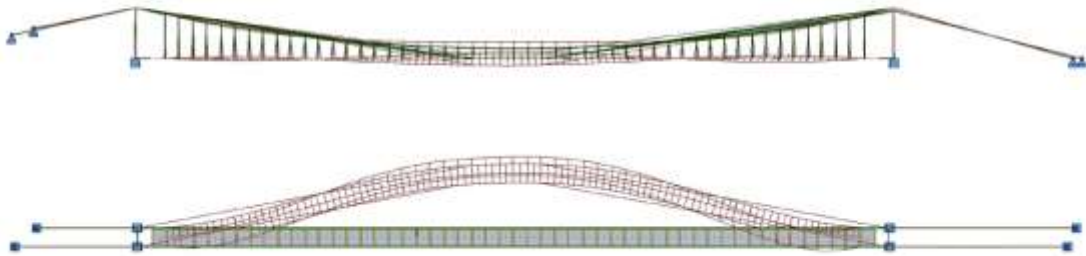


Fig. 6.5 – Representação em alçado e planta da configuração do 3º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 1,186\text{Hz}$)

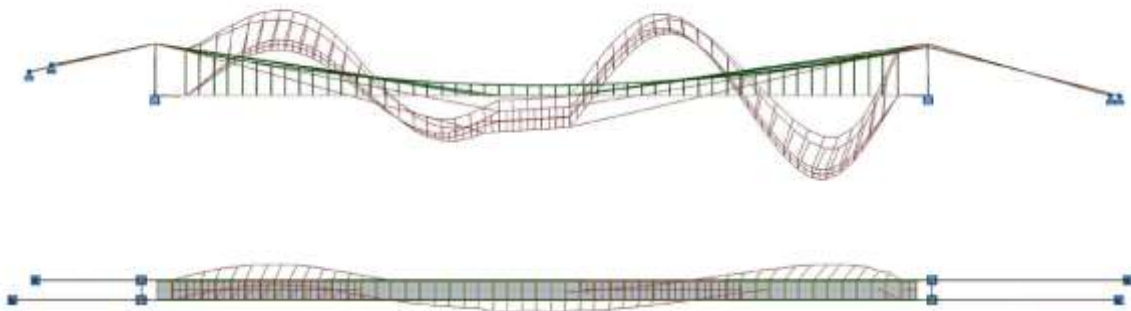


Fig. 6.6 – Representação em alçado e planta da configuração do 4º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 1,501\text{Hz}$)

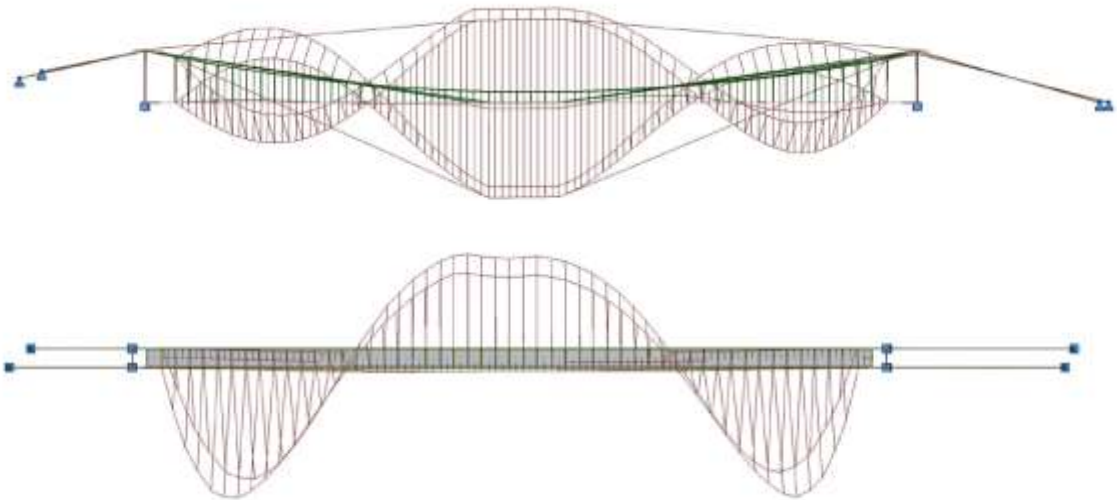


Fig. 6.7 – Representação em alçado e planta da configuração do 5º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 1,561\text{Hz}$)

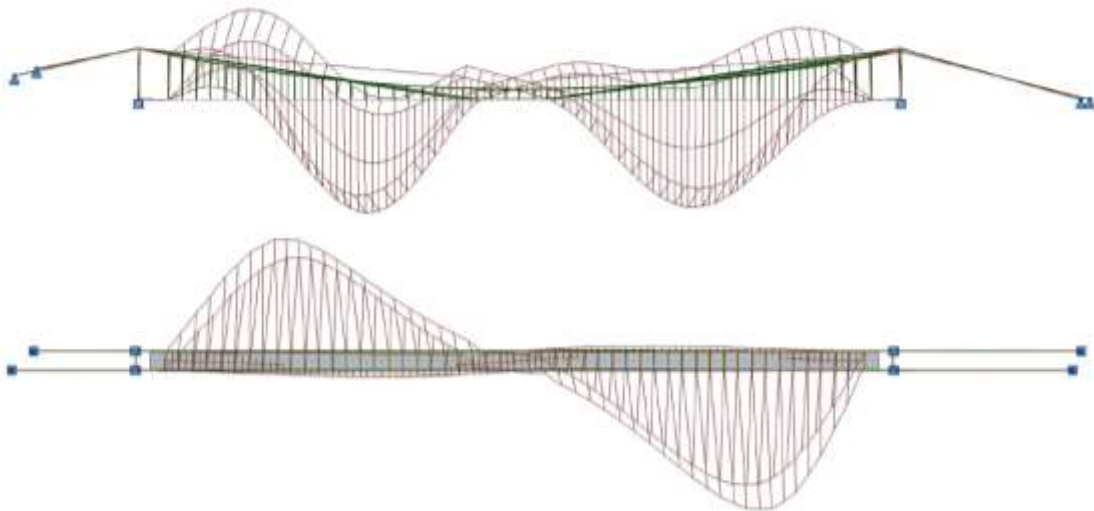


Fig. 6.8 – Representação em alçado e planta da configuração do 6º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 1,690\text{Hz}$)

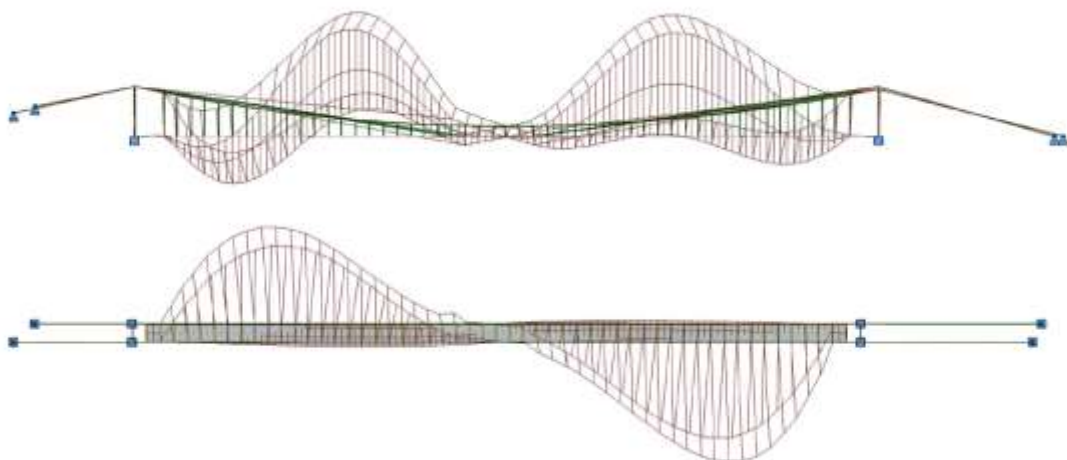


Fig. 6.9 – Representação em alçado e planta da configuração do 7º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 1,744\text{Hz}$)

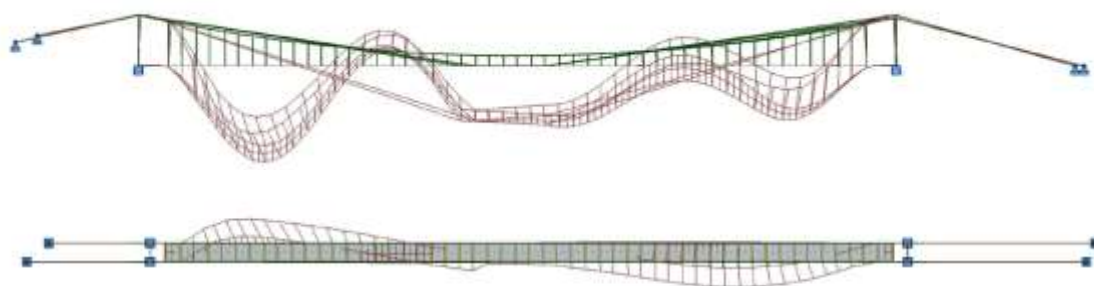


Fig. 6.10 – Representação em alçado e planta da configuração do 8º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 2,003\text{Hz}$)

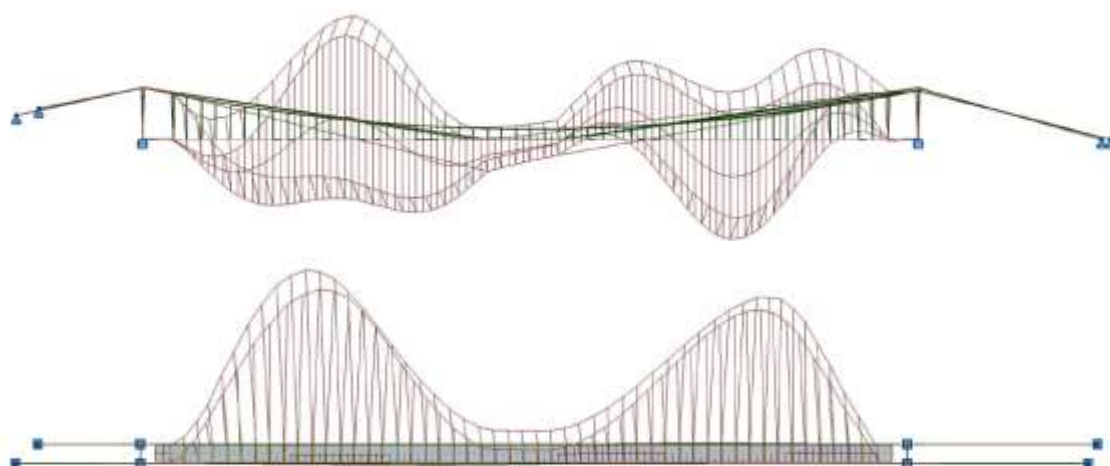


Fig. 6.11 – Representação em alçado e planta da configuração do 9º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 2,265\text{Hz}$)

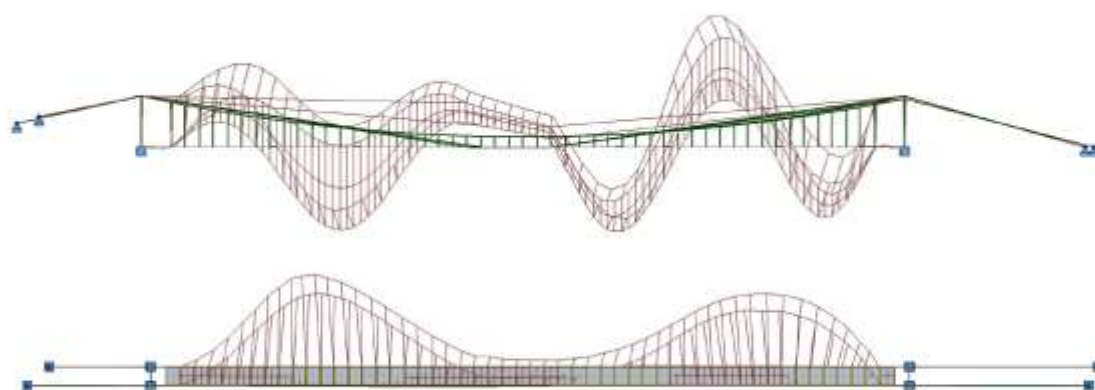


Fig. 6.12 – Representação em alçado e planta da configuração do 10º modo de vibração obtido através do modelo desenvolvido ($f = 2,295\text{Hz}$)

É ainda possível definir a massa modal, uma vez que, o programa Robot calcula a configuração dos modos de vibração normalizados, ϕ_n , em relação à massa cumprindo a condição:

$$\phi_n^T M \phi_n = 1 \quad (6.2)$$

Assim, se além do vetor ϕ_n , normalizado em relação à massa, for também considerado o vetor ϕ_n' , normalizado em relação à coordenada modal máxima do tabuleiro, é possível estimar a massa modal:

$$\phi_n' = b \phi_n \quad (6.3)$$

Sendo a constante b definida por:

$$b = \frac{1}{\phi_{n,máx}} \quad (6.4)$$

Assim, a massa modal, M_n , pode ser calculada por:

$$\phi_n'^T M \phi_n' = M_n \quad (6.5)$$

Ao substituir o termo ϕ_n' , de acordo com a expressão 6.3, obtém-se:

$$b \phi_n^T M b \phi_n = M_n \quad (6.6)$$

É possível reorganizar a expressão 6.6, de modo a obter:

$$b^2 \phi_n^T M \phi_n = M_n \quad (6.7)$$

Assim, substituindo as equações 6.2 e 6.4 na expressão 6.7, obtém-se a expressão para o cálculo da massa modal:

$$M_n = \frac{1}{\phi_{n,máx}^2} \quad (6.8)$$

Modo	Massa modal [kg]
1	1651
2	1242
3	144573
4	1032
5	755
6	609
7	575
8	798
9	706
10	616

Tabela 6.5 – Ordenadas modais máximas e massas modais

6.4. VALIDAÇÃO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

A validade da modelação numérica depende do grau de aproximação entre os resultados obtidos e os dados resultantes dos ensaios experimentais. Apresenta-se na tabela 6.6 a comparação entre as frequências obtidas.

Modo	Massa modal [kg]	Frequências Modelo [Hz]	Frequências Ensaio [Hz]	Descrição
1	1651	0,855	0,849	1º Modo antissimétrico vertical
2	1242	0,942	1,055	1º Modo simétrico vertical
3	144573	1,186	-	1º Modo simétrico horizontal transversal
4	1032	1,501	-	2º Modo antissimétrico vertical
5	755	1,561	-	2º Modo simétrico de torção
6	609	1,699	1,433	2º Modo simétrico vertical e 1º Modo antissimétrico de torção
7	575	1,744	1,495	2º Modo simétrico vertical e 1º Modo antissimétrico de torção
8	798	2,003	-	Modo simétrico vertical
9	706	2,265	1,877	Modo antissimétrico vertical e modo simétrico de torção
10	616	2,295	1,919	Modo antissimétrico vertical e modo simétrico de torção

Tabela 6.6 – Comparação entre as frequências do modelo desenvolvido e do ensaio de vibração ambiente

É possível verificar que, ainda que as frequências sejam bastante semelhantes para o 1º modo antissimétrico vertical e 1º modo simétrico vertical, nos restantes modos revelam-se distintas, apesar das configurações aproximadas. É ainda importante referir que o modo 3, 4, 5 e 8 só foram identificados no modelo.

Apesar das frequências distintas, a correspondência apresentada na tabela deveu-se à análise e correspondência das configurações obtidas. Assim, foi possível verificar que o modo 6 e 7, que apresentam modos de flexão e torção em simultâneo, correspondem a dois modos semelhantes, identificados nos ensaios experimentais, mas que apresentam frequências mais reduzidas. A situação volta a verificar-se nos modos 9 e 10, sendo possível novamente fazer correspondência com dois modos semelhantes identificados nos ensaios experimentais.

As frequências e modos de vibração obtidos na modelação numérica após o modo 10, não foram incluídos na tabela 6.6, uma vez que não era possível identificar com fiabilidade os modos em questão.

7

CARACTERIZAÇÃO DA RESPOSTA ÀS AÇÕES PEDONAIS

7.1. INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento dinâmico da ponte face às ações pedonais foi elaborado através da aplicação das recomendações técnicas explanadas em 3.2 no modelo da ponte em estudo descrito no capítulo 6.

Este capítulo expõe os resultados das análises dinâmicas elaboradas no modelo de elementos finitos, fazendo também a comparação com os resultados obtidos nos ensaios experimentais descritos no capítulo 5.

As frequências obtidas para a ponte em estudo encontram-se na grande maioria na gama crítica de frequências naturais exposta na tabela 3.3. Dos modos de vibração analisados nos capítulos anteriores, é necessário fazer análises dinâmicas relativas às vibrações verticais associadas aos modos 4 a 10 uma vez que, os modos 1 a 3 têm frequências inferiores aos limites indicados nesta tabela.

7.2. APLICAÇÃO DAS RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS

7.2.1. AÇÃO DE PEÕES EM CAMINHADA - CARGA PONTUAL FIXA

A resposta da estrutura face à ação de um peão isolado em caminhada foi simulada ao aplicar uma carga pontual fixa sinusoidal, em ressonância com o modo de vibração correspondente. A carga, aplicada no ponto correspondente à coordenada modal máxima, é calculada através da equação 3.13, que tem em conta apenas o contributo do primeiro harmónico e assume o coeficiente de Fourier associado a este harmónico igual a 0,4. O peso do peão foi considerado igual a 700N, como sugerido nas recomendações técnicas HIVOSS. Assim, o valor da carga concentrada, f , vem:

$$f(t) = 280 \operatorname{sen}(2\pi \cdot f_s \cdot t) \quad (7.1)$$

Esta análise foi reproduzida para os diferentes modos de vibração cujas frequências se inserem na gama crítica, sendo a lei de variação no tempo das cargas uniformes para cada modo, traduzida pelas equações expostas na tabela 7.1:

Modo	Função de carga
4	$280 \operatorname{sen}(2\pi \cdot 1,501 \cdot t)$
5	$280 \operatorname{sen}(2\pi \cdot 1,561 \cdot t)$
6	$280 \operatorname{sen}(2\pi \cdot 1,690 \cdot t)$
7	$280 \operatorname{sen}(2\pi \cdot 1,744 \cdot t)$
8	$280 \operatorname{sen}(2\pi \cdot 2,003 \cdot t)$
9	$280 \operatorname{sen}(2\pi \cdot 2,265 \cdot t)$
10	$280 \operatorname{sen}(2\pi \cdot 2,295 \cdot t)$

Tabela 7.1 – Funções de carga para a ação pedonal

A resposta estrutural foi calculada através do método de sobreposição modal, disponível no programa Robot. Foi criado um caso de carga do tipo *Time History*, permitindo associar a carga concentrada, aplicada no ponto de coordenada modal máxima, à função harmónica que caracteriza o movimento. Assim, a carga concentrada assumiu o valor de 280N e a função $\operatorname{sen}(2\pi f_s t)$ foi definida na análise *Time History*. Uma vez que as funções seno foram definidas na análise para 20 segundos, o *Time step* é definido por:

$$\Delta t = \frac{T_{\min}}{20} \quad (7.2)$$

Assim, o período mínimo dos modos em análise, de 0,436 segundos, correspondente ao modo 10, origina um *Time step* de 0,0218 segundos.

A resposta da estrutura obtida através do cálculo automático pode ser validada através de cálculos analíticos com base nos parâmetros modais da estrutura. Estes cálculos baseiam-se na resolução da equação de equilíbrio dinâmico do sistema de um grau de liberdade, análogo ao primeiro modo de vibração da estrutura, dada por:

$$M_1 \ddot{y}_1 + 2\xi_1 \omega_1 M_1 \dot{y}_1 + M_1 \omega_1^2 y_1 = F_1(t) \quad (7.3)$$

Onde:

M_1 – é a massa modal do 1º modo de vibração vertical

ξ_1 – é o coeficiente de amortecimento modal

ω_1 – é a frequência angular do primeiro modo de vibração vertical

y , \dot{y} e \ddot{y} - são as coordenadas modais do deslocamento, velocidade e aceleração, respetivamente

F_1 – é a força modal aplicada

A força modal aplicada, F_1 é calculada por:

$$F_1(t) = \emptyset_1 f(t) \quad (7.4)$$

Onde \emptyset_1 é a coordenada modal do ponto de aplicação da carga, correspondendo à coordenada máxima nesta análise.

A resposta estacionária da estrutura, obtida através da solução da equação 7.3, vem em função do deslocamento generalizado y_1 , resultando:

$$y_1(t) = \frac{1}{2 \cdot \xi_1} \frac{p_{o1}}{K_1} \quad (7.5)$$

Onde p_{o1} é a amplitude da ação modal, K_1 é a rigidez modal do 1º modo de vibração.

Através da expressão anterior é possível obter os deslocamentos e as acelerações:

$$u(t) = y_1(t) \emptyset_1 \quad (7.6)$$

$$\ddot{u}(t) = \omega_1^2 u(t) \quad (7.7)$$

A tabela 7.2 apresenta os resultados obtidos com o modelo e os resultados obtidos através dos cálculos analíticos.

Modo	Frequência	Deslocamento do modelo [cm]	Aceleração do modelo [m/s ²]	Deslocamento obtido por cálculos analíticos [cm]	Aceleração obtido por cálculos analíticos [cm]
4	1,501	9,12	8,12	10,16	9,04
5	1,561	11,64	10,83	12,85	12,37
6	1,690	12,14	13,38	13,6	15,33
7	1,744	11,95	14,32	13,52	16,24
8	2,003	6,41	10,05	7,39	11,70
9	2,265	5,92	11,06	6,53	13,22
10	2,295	5,57	10,33	7,29	15,15

Tabela 7.2 – Comparação entre os deslocamentos e as acelerações máximas obtidas através do modelo e analiticamente devidas à ação ressonante de um peão

A evolução estrutural da resposta da estrutura à ação mencionada previamente no ponto de aplicação da força, está representada na figura 7.1 para o modo 7. A consideração da resposta estrutural em vibração livre, representada na figura 7.2, permite uma nova estimativa do coeficiente de amortecimento, através da expressão:

(7.8)

$$\xi = \frac{1}{2\pi n} \ln \left(\frac{u_1}{u_{n+1}} \right)$$

O valor do coeficiente de amortecimento obtido ao considerar as primeiras 10 ondas do gráfico apresentado na figura 7.2, foi de 1,6%. Uma vez que o valor do coeficiente de amortecimento introduzido no Robot para o cálculo foi de 1,5%, pode-se concluir que o cálculo é válido.

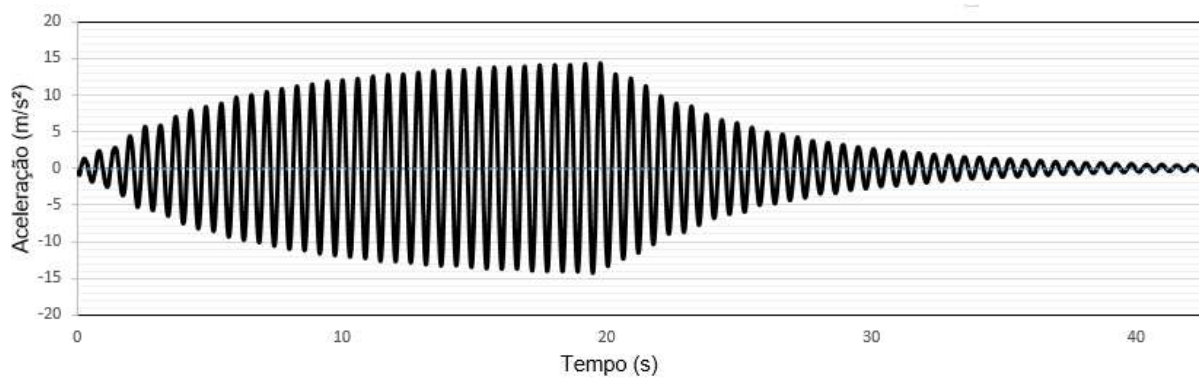


Fig. 7.1 – Representação gráfica das acelerações em função do tempo para o modo 7 ($f = 1,744\text{Hz}$) no ponto de máxima ordenada modal do tabuleiro

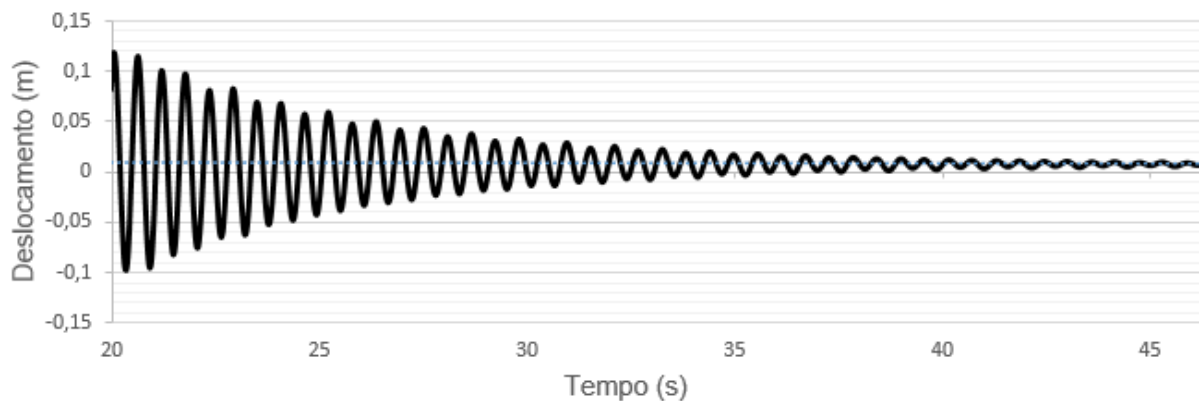


Fig. 7.2 – Resposta estrutural em vibração livre para validação do coeficiente de amortecimento

7.2.2. AÇÃO DE UM FLUXO DE PEÕES

A ação de um fluxo de peões é elaborada de acordo com o mencionado na seção 3.2.2. A classe de tráfego considerada é a classe TC2, devido à localização remota da ponte em questão e ao reduzido tráfego que a caracteriza, traduzindo-se numa densidade pedonal de 0,2 P/m².

Assim, o parâmetro n' , que pretende definir o número equivalente de peões sobre o tabuleiro, para a classe de tráfego em causa é:

$$n' = \frac{10,8 \cdot \sqrt{N \cdot \xi}}{S} = \frac{10,8 \cdot \sqrt{17,25 \cdot 0,015}}{1,5 \cdot 57,4} = 0,0637 \quad (7.9)$$

Onde $N = \text{densidade} \cdot S$

Posto isto, e considerando ainda o coeficiente de redução Ψ , que tem em conta a probabilidade de a frequência da passada se aproximar da gama crítica de frequências da estrutura, é possível definir as novas funções de carga resultantes desta ação. As funções de carga traduzem-se em cargas dinâmicas uniformemente distribuídas, que são aplicadas em concordância com a configuração da deformada de cada modo. Os valores obtidos para os carregamentos a efetuar nos diferentes modos estão apresentados na tabela 7.3, juntamente com os deslocamentos e acelerações obtidas.

Modo	Frequência [Hz]	Fv [N/m ²]	Deslocamento do modelo [cm]	Aceleração do modelo [m/s ²]
4	1,501	10,0	11,07	9,84
5	1,561	12,30	6,49	6,43
6	1,690	17,40	13,87	15,71
7	1,744	17,80	13,13	15,62
8	2,003	17,80	11,99	18,94
9	2,265	17,20	5,52	11,13
10	2,295	17,10	8,07	16,69

Tabela 7.3 - Deslocamentos e as acelerações máximas obtidas devidas à simulação da ação ressonante de um fluxo de peões

A fiabilidade dos valores obtidos no modelo para esta ação foram novamente assegurados através de cálculos analíticos. Utilizando novamente a expressão fornecida em 7.6, o cálculo, passa a considerar a área resultante da configuração da deformada do modo em questão em vez da ordenada máxima, como anteriormente.

Foi ainda verificado o coeficiente de amortecimento introduzido no cálculo, tendo-se obtido para o modo 8, onde se verificam as acelerações mais elevadas, 1,41%, mais uma vez de acordo com o valor introduzido, 1,5%. A representação gráfica das acelerações em função do tempo para este modo, no ponto de máxima ordenada modal do tabuleiro, que possibilita este cálculo está fornecida na figura 7.3.

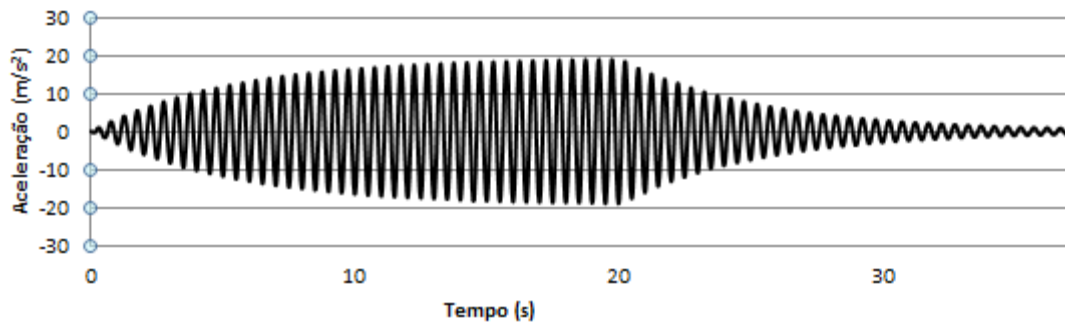


Fig. 7.3 – Representação gráfica das acelerações em função do tempo para o modo 8 ($f = 2,003$ Hz) no ponto de máxima ordenada modal do tabuleiro

7.2.3. AÇÃO DE UM PEÃO EM CAMINHADA - CARGA PONTUAL MÓVEL

Adicionalmente, desenvolveu-se uma análise de uma carga pontual móvel, em ressonância com o modo de vibração que se pretende analisar, de modo a simular a passagem de um peão pelo tabuleiro da ponte.

Esta modelação tem por base a aplicação da função harmónica dada pela equação 7.1 em todos os nós centrais da malha que caracteriza o tabuleiro, formando o percurso do peão ao longo do tabuleiro da ponte. Estas cargas são multiplicadas por um coeficiente de ponderação, η , de modo a exprimir a distribuição da carga pelos diversos nós, isto é, à passagem do peão, é exercida uma carga dinâmica no nó anterior e posterior à posição atual do mesmo, estando este efeito representado na figura 7.4.

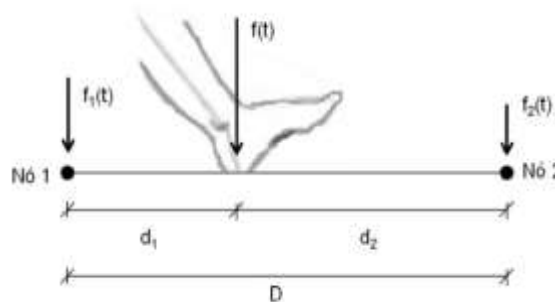


Fig. 7.4 – Representação esquemática da distribuição da carga pontual $f(t)$ pelos nós do tabuleiro da ponte

Assim, a força atuante em cada nó adjacente, é dada por:

$$f_1(t) = f(t) \cdot \eta \quad (7.10)$$

$$f_2(t) = f(t) \cdot (1 - \eta) \quad (7.11)$$

Onde o coeficiente η obtém-se através da expressão:

$$\eta = 1 - \frac{d_1}{D} \quad (7.12)$$

É importante referir que a funcionalidade de modelar cargas dinâmicas móveis, não está incluída no software utilizado, Robot Structural Analysis, impossibilitando a definição de funções que variam no tempo e espaço, como pretendido. Assim, a aplicação desta análise baseou-se na utilização de várias folhas de cálculo que, através de macros baseadas em linguagem de programação Visual Basic for Applications (VBA), executadas no Excel, permitiram automatizar o processo em questão. A comunicação entre o programa de elementos finitos e as folhas de cálculo utilizadas foi garantida através da ferramenta Robot Open Standard, desenvolvida pela Autodesk.

Foi desenvolvida uma folha de cálculo que, após a definição de parâmetros como a frequência da ação, a velocidade da passada, a amplitude da função de carga, o comprimento do tabuleiro, a distância entre os nós da malha e o incremento de tempo selecionado, gera as funções de carga correspondentes a cada nó incluído no percurso do peão. A exportação destas funções para um ficheiro .thf (time history file), permite que este possa ser posteriormente importado para o Robot. Apresenta-se de seguida, nas figuras 7.5 e 7.6 a folha de cálculo utilizada e o ficheiro obtido para importação.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1					tempo (s)	função1	função2	função3	função4	função5
2					0	0	0	0	0	0
3					0,04167	108,015	15,4308	-28,8236	94,8515	-31,9741
4					0,08333	166,202	55,4006	-69,2491	65,403	-44,8452
5					0,125	171,475	102,885	-99,996	71,5562	-24,8324
6					0,16667	135,455	135,455	-100,843	40,4645	30,2538
7					0,20833	79,4845	132,474	-59,6239	-28,4615	109,274
8					0,25	27,3962	82,1885	22,8256	-121,007	190,014
9					0,29167	-1,90496	-13,3347	131,278	-215,076	244,966
10					0,33333	0	-136,942	238,892	-279,801	249,215
11					0,375	0	-201,765	243,96	-223,819	146,487
12					0,41667	0	-207,747	196,209	-134,536	38,4857
13					0,45833	0	-166,66	119,26	-41,3873	-47,061
14					0,5	0	-100,843	40,4645	30,2538	-93,2417
15					0,54167	0	-35,7743	-17,0769	65,5646	-97,2993
16					0,58333	0	7,60854	-40,6691	63,3579	-69,8226
17					0,625	0	18,7539	-30,8109	34,9951	-30,2373
18					0,66667	0	0	0	0	0

Fig. 7.5 – Folha de cálculo utilizada para gerar as funções de carga móveis

```

passagem - Bloco de notas
Ficheiro Editar Formatar Ver Ajuda
FUNCTION
Passagem1
9
0.000000 0.000000
0.041667 108.01544
0.083333 166.20176
0.125000 171.47463
0.166667 135.45461
0.208333 79.48448
0.250000 27.39616
0.291667 -1.90496
0.333333 0.000000
FUNCTION
Passagem2
17
0.000000 0.000000
0.041667 15.43078
0.083333 55.40059
0.125000 102.88478
0.166667 135.45461
0.208333 132.47413
0.250000 82.18847
0.291667 -13.33470
0.333333 -136.94184
0.375000 -201.76549

```

Fig. 7.6 – Exemplo de ficheiro gerado pela folha de cálculo

De modo a proceder à análise, é necessário definir em cada nó do percurso, uma carga pontual estática, sendo estas cargas posteriormente multiplicadas em cada instante pelo valor das funções definidas anteriormente. Optou-se desta vez por utilizar uma carga de valor unitário uma vez que, as funções geradas já têm em conta a amplitude da função. Assim, cada carga pontual aplicada na estrutura, está associada a um caso de carga distinto e tem associada a função correspondente.

A associação entre cada função e caso de carga foi elaborada através de uma folha de cálculo desenvolvida e disponibilizada pela Autodesk, permitindo o emparelhamento automático e posterior importação dos dados para o software, estando a folha de cálculo em questão ilustrada na figura 7.7.

Para gerar as funções, tal como referido anteriormente, foi necessário definir diversos parâmetros referentes à ponte em estudo e à análise pretendida. Assim, a velocidade adotada foi de 1,5m/s, de acordo com as recomendações HIVOSS [16], sendo novamente adotada a amplitude de 280 N para a função harmónica que simula a ação do peão.

Index	Case for THA	Function	Coefficient	Shift
1	3	Passagem1	1	0
2	4	Passagem2	1	0
3	5	Passagem3	1	0.166667
4	6	Passagem4	1	0.333333
5	7	Passagem5	1	0.5
6	8	Passagem6	1	0.666667
7	9	Passagem7	1	0.833333
8	10	Passagem8	1	1
9	11	Passagem9	1	1.125
10	12	Passagem10	1	1.277778
11	13	Passagem11	1	1.430556
12	14	Passagem12	1	1.583333
13	15	Passagem13	1	1.736111
14	16	Passagem14	1	1.888889
15	17	Passagem15	1	2.041667
16	18	Passagem16	1	2.194444
17	19	Passagem17	1	2.347222
18	20	Passagem18	1	2.5

Fig. 7.7 – Macro utilizada para importação e exportação de dados referentes à Análise Temporal

Apesar da facilidade e automatização que as folhas de cálculo permitem, este processo é bastante moroso. Assim, e tendo em vista os resultados obtidos na secção 7.2.1, onde a carga dinâmica pontual atuava no ponto de ordenada modal máxima, obtendo-se as acelerações máximas no modo 7, de 14,32m/s², a análise foi elaborada para uma ação em ressonância apenas com este modo de vibração.

O espaçamento adotado entre os nós foi aproximadamente 0,5m, uma vez que, foram utilizados os nós da malha de elementos finitos para a aplicação das cargas pontuais estáticas. Por último, foi definido o intervalo de tempo entre funções geradas consecutivas, tendo-se adotado o mesmo valor mencionado na secção 7.2.1, proveniente da expressão 7.2.

É ainda necessário referir que, na macro utilizada para a importação dos casos de carga, a definição do *shift* entre as funções, foi calculado através da expressão:

$$v = \frac{d}{\Delta t}$$

Uma vez que a velocidade adotada foi de 1,5m/s e o espaçamento entre nós de 0,5m, o *shift* resultante, correspondente ao tempo entre a atuação de duas cargas consecutivas, é de 0,33s. A variação das acelerações obtidas para o modo 7, registada para a seção onde se verifica a ordenada modal máxima, está representado na figura 7.8. A aceleração máxima registada foi de 9,20 m/s² referente a um deslocamento vertical de 7,69cm.

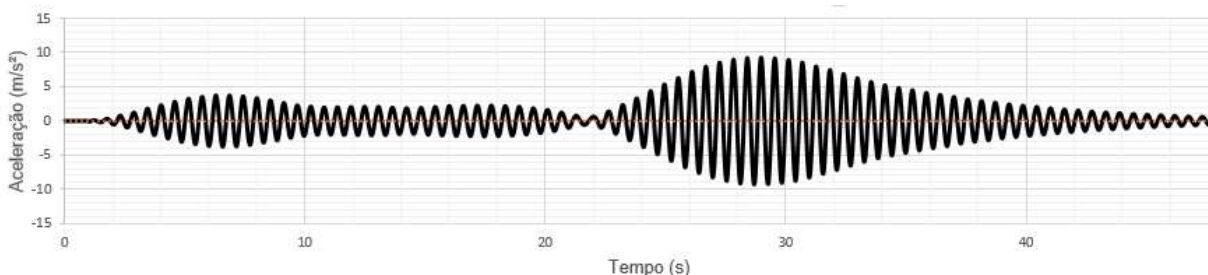


Fig. 7.8 – Representação gráfica da variação das acelerações em função do tempo para a passagem de um peão em caminhada normal

7.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DOS CABOS

7.3.1. AÇÃO ESTATICA

7.3.1.1. Situação de carregamento permanente

Quando a estrutura se encontra sujeita apenas ao seu peso próprio, o valor máximo do esforço axial verificado (na zona das torres) é de 55,5kN. Através da expressão 7.3, e considerando a área total dos dois cabos de suspensão, 6,923 cm², é possível verificar o estado de tensão dos cabos.

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (7.3)$$

Assim, conclui-se que a tensão existente nos cabos na situação de carregamento permanente é de 80,23MPa.

Considerando as características adotadas para os arames de aço, mencionadas na seção 4.2.2, o valor adotado para a tensão resistente de cálculo é 214,7MPa. É possível apurar os possíveis efeitos de fadiga ao verificar se a tensão verificada excede em 45% a tensão resistente de cálculo adotada. Assim, tendo em conta os resultados previamente mencionado de tensão nos cabos, verifica-se que para esta situação de carregamento, a tensão existente nos cabos, representa 37,4% da tensão resistente de cálculo, podendo-se concluir que os efeitos de fadiga não têm influência nesta situação.

Verificou-se ainda que a tensão máxima observada nos pendurais é 18,5MPa, considerando a área mencionada na seção 4.2.2, 1,05cm², é possível concluir que nestas condições, o estado de tensão dos pendurais não é relevante.

7.3.1.2. Situação de sobrecarga de 5kN/m²

Analogamente ao descrito na seção anterior, foi verificado o estado de tensão nos cabos de suspensão para a situação de carregamento de 5kN/m². Esta verificação, em Estado Limite Último, exige a utilização dos fatores de segurança previstos no EC0. Consequentemente, as cargas permanentes foram majoradas pelo fator de segurança 1,35 e a sobrecarga de 5kN/m² pelo fator de 1,50.

É então possível concluir que nesta situação de carregamento, o valor máximo do esforço axial verificado nos cabos de suspensão é 75kN, o que se traduz numa tensão de 108MPa. Verifica-se que a tensão obtida representa 50,5% da tensão resistente de cálculo, o que implica que os efeitos de fadiga já têm relevância nesta situação de carregamento.

A tensão máxima observada nos pendurais é de 25MPa, concluindo-se mais uma vez que nenhum pendural tem presente efeito de fadiga ou está perto do rotura, não exigindo mais verificações.

7.3.1.3. Efeito da perda de pendurais

Tal como referido na seção 4.2.2, na visita à ponte foi possível verificar que certos pendurais já não se encontram em funcionamento. Posto isto, e uma vez que os mesmos foram identificados na visita à ponte em estudo, de modo a verificar os possíveis efeitos deste facto no comportamento estrutural da ponte, retiraram-se dois pendurais do modelo de elementos finitos, em lados opostos das bordas do tabuleiro. Assim, foi possível quantificar a variação de tensão que se verifica nos pendurais adjacentes aos pendurais que foram desligados. Esta alteração do modelo está representada na figura 7.9.

Quando todos os pendurais estão em funcionamento, os pendurais adjacentes aos pendurais que posteriormente vão ser retirados, apresentam valores de tensão de 3,3MPa. Após retirar os pendurais selecionados, este valor aumenta para cerca de 5MPa. Apesar da alteração verificada, uma vez que os níveis de tensão são bastante reduzidos, não existe qualquer risco associado a esta verificação.



Fig. 7.9 – Modelo de elementos finitos com pendurais desligados

7.3.2. AÇÃO DINÂMICA

7.3.2.1. Incrementos de tensão no cabo associados à passagem de um peão

Através dos resultados obtidos na análise explanada na seção 7.2.3, referentes à simulação da passagem de um peão, é possível verificar a alteração do estado de tensão no cabo de suspensão durante esta passagem.

Verifica-se um aumento máximo de 12kN, o que se traduz num acréscimo de 17,4MPa. Uma vez que, na seção 7.3.1.1, determinou-se que a tensão instalada nos cabos na situação de carregamento permanente é 80,23MPa, o acréscimo referente à passagem de um peão totaliza 97,63MPa, o que se traduz em 45% da tensão de rotura, precisamente o limite referido anteriormente para se verificar efeitos de fadiga.

7.3.2.2. Incrementos de tensão no cabo associados à passagem de um fluxo de peões

Analogamente, os resultados da seção 7.3.1.2 foram utilizados para verificar que durante a simulação de um fluxo de peões, o acréscimo de esforço axial de 32,7kN, totaliza uma tensão de 127,5MPa nos cabos de suspensão. Posto isto, pode-se concluir que, nestas condições de carregamento, verificam-se efeitos de fadiga nos cabos de aço.

7.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Através das análises elaboradas no modelo de elementos finitos, é possível concluir que a ponte, na resposta às ações propostas pelas recomendações técnicas, apresenta valores muito superiores ao permitido. Por exemplo, as recomendações HIVOSS, mencionadas previamente, sugerem que para acelerações da estrutura superiores a $2,5\text{m/s}^2$, o nível de desconforto causado nos transeuntes é inaceitável. Nas análises efetuadas no modelo de elementos finitos, a atuação de uma carga pontual sinusoidal e a simulação de um fluxo de peões, os valores mais reduzidos de acelerações verticais máximas obtidas são $8,12$ e $6,43\text{m/s}^2$, respetivamente, sendo mais do dobro dos valores recomendados.

Apesar das elevadas acelerações obtidas nas análises efetuadas no modelo, as acelerações obtidas nos ensaios experimentais não são tão acentuadas, estando estes valores e as respetivas classificações propostas para o nível de conforto, representados na tabela 7.4:

Descrição	Aceleração (m/s^2)	Nível de conforto
Passagem de um peão com passada normal	1,50	Mínimo
Passagem de um peão a 2Hz	2,73	Inaceitável
Excitação em ressonância subitamente interrompida	3,35	Inaceitável

Tabela 7.4 – Classificação do nível de conforto verificados nos ensaios experimentais

Apesar de, à primeira vista o modelo de elementos finitos e a estrutura real não aparentarem ter comportamentos muito semelhantes, a fiabilidade do modelo é mais uma vez verificada ao fazer novamente a análise da carga sinusoidal móvel. Esta análise considerou agora que a ação atuava na frequência de 2Hz e que o peso do peão era 50kg, reduzindo a amplitude da função sinusoidal para 200 N, de modo a reproduzir as condições verificadas no ensaio experimental, referentes à passagem de um peão com passada caracterizada por esta frequência. A aceleração máxima obtida para a seção de meio vão foi de $2,25\text{m/s}^2$, não divergindo muito do valor obtido experimentalmente, $2,73\text{m/s}^2$.

Por último, as verificações efetuadas em relação aos estados de tensão presentes nos cabos permitem concluir que as variações face a ações estáticas não são relevantes. Por outro lado, as verificações das variações dos valores das tensões face às ações dinâmicas mencionadas, revelam que provavelmente os cabos já estarão a sofrer efeitos de fadiga. É importante referir que o valor da tensão resistente de cálculo considerado nestas verificações, tendo sido obtido através de ensaios executados em arames semelhantes aos utilizados na ponte em estudo, não reproduz fielmente a realidade, uma vez que não tem em consideração a resistência do cabo de aço que funciona em simultâneo com o cabo de arames.

8 CONCLUSÕES

8.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objetivo desta dissertação era avaliar o comportamento dinâmico da ponte de arame de Santo Aleixo de Além Tâmega face à ação pedonal, de modo a verificar a fiabilidade em relocizá-la mantendo os materiais e sistema estrutural originais, como era pretendido.

Ao longo da dissertação, foram mencionados inúmeros fatores que condicionaram o rigor da modelação efetuada. A escassez de informação relativa aos materiais utilizados resultou em diversas incertezas na caracterização do peso próprio da estrutura. Por outro lado, o avançado estado de degradação dos materiais originais falhas e assimetrias no sistema estrutural da ponte que dificilmente conseguem ser reproduzidas numa modelação numérica.

A presença de areia sobre o tabuleiro origina assimetrias na distribuição do peso próprio da estrutura, que não são previstas na configuração da curva catenária, interferindo com o desempenho estrutural dos cabos. Também foi previamente mencionado que alguns ramos de árvores contíguas estão em contacto com o cabo de suspensão, alterando novamente a geometria destes e o estado de tensão a que estão sujeitos.

Foi ainda referido que a madeira, em particular as traves transversais que integram o sistema estrutural, encontram-se em avançado estado de decomposição, não sendo possível garantir que todas estão em funcionamento, o que poderá alterar de forma significativa a distribuição de esforços na estrutura.

Estes fatores justificam, em parte, os diferentes estados de tensão verificados nos cabos. Por outro lado, as ligações efetuadas artesanalmente, entre os diversos elementos, recorrendo a arames, também intervêm no normal funcionamento da estrutura.

Apesar de todas estas dificuldades acrescidas na modelação, que impossibilitam que o comportamento estrutural da ponte seja corretamente recriado, os resultados obtidos com este modelo permitem verificar que a ponte necessita de profundas intervenções.

Por outro lado, devido às disparidades mencionadas, o modelo obtido permite ter um vislumbre de

como se comportaria esta estrutura após a realocização, caso os materiais degradados fossem substituídos mas caso a geometria e o sistema estrutural atual fossem preservados. Assim, é possível a partir deste modelo, iniciar o estudo da intervenção necessária a nível estrutural de modo a garantir que o comportamento dinâmico da estrutura se enquadra nas recomendações existentes.

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Estando este trabalho concluído, é possível verificar que tendo em vista o objetivo de realocar a ponte em estudo, o sistema estrutural terá de sofrer diversas alterações de modo a comportar-se de acordo com as recomendações técnicas disponíveis.

Devido às limitações de tempo referentes à elaboração da dissertação, apenas os modos verticais foram analisados. Assim, fica a faltar um estudo aprofundado do modo lateral verificado no modelo tridimensional, uma vez que a frequência deste modo está presente na gama crítica associada a esta ação.

BIBLIOGRAFIA

1. John D. Holmes., *Wind Loading of Structures*. 2001
2. *Vibrações em Pontes Pedonais: Recomendações Técnicas de Projecto*. 2008.
3. Prosperity, B.d., *Suspension Cable Bridge*. 3 ed. 2013.
4. Prosperity, B.t., *Suspended Bridge Manual*. 4 ed. 2014.
5. Caetano, E.d.S., *Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges*. 2007: IABSE-AIPC-IVBH.
6. Gimsing, N.J., *Cable Supported Bridges*. 3 ed. 2012.
7. Strasky, J., *Stress Ribbon and Cable-Supported Pedestrian Bridges*. 2005.
8. Thomas R. Cooper, A.L.B., *Chari chari suspended pedestrian bridge*, in *Footbridge 2014*. 2014: London.
9. Afonso Duarte Manuel, F., *Pontes Pedonais Catenárias*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015.
10. Mike Schlaich, K.B., Jurg Konzett, Juan Sobrino, Jiri Strasky, Kyo Takenouchi, *Guidelines for the design of footbridges*. 2005: FIB - The International Federation for Structural Concrete.
11. Wai-Fah Chen, L.D., *Bridge Engineering Handbook, Second Edition: Superstructure Design*. 2014: CRC Press.
12. Kayin Dawoodi, P.B., Lee Franck, Avery Bang, *Empowering the design and construction of rural suspension bridges*, in *Footbridges 2014*. 2014: London.
13. Bachmann, H., *Vibrations in structures - Induced by man and machines (Structural engineering documents)-International Association for Bridge and Structural Engineering*. 1987.
14. Martins Nuno Miguel, E., *Estudo dos cabos e pendurais de uma ponte pedonal suspensa face ao seu processo construtivo*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
15. Caetano, E.d.S., *Mecânica 1, Acetatos de apoio às aulas teóricas*, 2001.
16. *Vibrações em Pontes Pedonais: Documento Base*. 2008.
17. Sétra, *Footbridges: Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*. 2006.
18. Miranda Luís Filipe, B., *Estudo e análise de uma ponte de arame um caso de reabilitação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 2006.
19. Claes Dyrbye, Svend Ole Hansen. *Wind Loads on Structures* 1997
20. CEN, *Eurocódigo 1 : Acções em estruturas — Acções gerais — Part 1-4 : Acções do vento*. Communities, 2010. 4: p. 1-148.
21. Eurocódigo 2 - Projecto estruturas de betão Parte 1-1, C., *Regras gerais e regras para edifícios*. Np En 1992-1-1, 2010: p. 259.
22. Martins Tomás Francisco Ribeiro, M., *Dimensionamento de estruturas em madeira*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico Lisboa. 2010.
23. Esteves, Bruno e Helena Pereira. *Colagem e propriedades mecânicas da madeira de pinheiro tratada termicamente*. 8º Congresso Nacional de Mecânica Experimental. 2010.
24. Farinha, B., *Tabelas técnicas* 1993.
25. Bridon, *Bridon Structural Systems Brochure*.
26. Cornell University. "Explaining Why The Millennium Bridge Wobbled." ScienceDaily. www.sciencedaily.com/releases/2005/11/051103080801.htm (acedido em 28 de Março de 2017)
27. Bridges to Prosperity. (2017). <https://www.bridgestoprosperty.org/> (acedido em 20 de Março de 2017)